

**REVISIÓN DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R, EN UNA  
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN REFORZADO CON CAPACIDAD DE  
DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA POR MEDIO DE METODOLOGÍAS DE  
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.**

**PEDRO JEREMIAS THERAN CABELLO**

**Ingeniero Civil, Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras**

**Candidato a Magister en Ingeniería Civil**

**I.C. M.Eng. Carlos Arteta Torrents**

**Director de Proyecto**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Magister  
en Ingeniería Civil**

**FUNDACION UNIVERSIDAD DEL NORTE**

**BARRANQUILLA**

**2011**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>CAPITULO 1: GENERALIDADES DE LA INVESTIGACIÓN</b>	<b>8</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>9</b>
<b>1.2 MOTIVACIÓN</b>	<b>9</b>
<b>1.3 JUSTIFICACIÓN.</b>	<b>9</b>
<b>1.4 OBJETIVOS.</b>	<b>10</b>
<b>1.5 HIPOTESIS.</b>	<b>10</b>
<b>1.6 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: R.</b>	<b>10</b>
1.6.1 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BÁSICO: $R_0$	12
1.6.1.1. Influencia de la Ductilidad en el Coeficiente $R_0$	12
1.6.1.2 Influencia de la Sobrerresistencia en el Coeficiente $R_0$ .	17
1.6.1.3 Influencia de la Redundancia en el Coeficiente $R_0$ .	18
1.6.1.4 Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía, $R_0$ , según el Reglamento NSR-10.	19
1.6.2 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: R.	20
1.6.2.1 Configuración Estructural de la Edificación	20
1.6.2.1.1. Irregularidades en Planta	20
1.6.2.1.2 Irregularidades en la Altura	21
1.6.2.1.3 Ausencia de Redundancia en el Sistema Estructural de Resistencia Sísmica	21
1.6.3 DUCTILIDAD Y TENACIDAD.	21
1.6.3.1 Ductilidad	21
1.6.3.2 Tenacidad	22
1.6.4 REQUISITOS DEL REFUERZO SEGÚN EL REGLAMENTO NSR-10 Y LA BUENA PRÁCTICA EN LAS OFICINAS DE LOS INGENIEROS ESTRUCTURALES.	22

---

**CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL**

---

**32****2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA. 33****2.1.1 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA Y RESISTENCIA DE LOS MATERIALES. 33****2.1.1.1 Geometría de la Estructura 33****2.1.1.2 Resistencia de los Materiales 34****2.1.2 CARGAS DE SERVICIO 34****2.1.3 PLANTA ESTRUCTURAL 35****2.1.4 DISEÑO Y DETALLADO 36****2.1.5 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO 36****2.2 DISEÑO Y DETALLADO. 37****2.2.1 COLUMNAS 37****2.2.2 SISTEMA DE PISO 40**

---

**CAPITULO 3: ANÁLISIS NO LINEAL 42**

---

**3.1 INTRODUCCIÓN 43****3.2 MODELO 2D SELECCIONADO 43****3.3 PARÁMETROS MODELADOS 43****3.3.1 PARÁMETROS GENERALES DE MODELACIÓN. 43****3.4 RIGIDEZ DEL CONCRETO CONFINADO. 47****3.4.1 RESUMEN 47****3.4.1.1 Primera Parte: Convención del Sistema de Ejes Coordinados 47****3.4.1.1.1 Sistema Coordinado de Referencia 47****3.4.1.1.2. Sistema de Ejes Globales 48****3.4.1.1.3. Sistema de Ejes Locales 48****3.4.1.1.4 Descripción General del Modelo 49****3.4.1.1.5 Lista de Secciones 52****3.4.1.1.6 Lista de Materiales 59****3.4.1.1.6.1 Concreto de 28 MPa 59****3.4.1.1.6.2 Acero de 420 MPa 63****3.4.1.2 Segunda Parte: Ductilidad a Nivel de Material 64****3.4.1.2.1 Ductilidad a Nivel de Sección 65****3.4.1.2.2 Ductilidad a Nivel Estructural 69**

3.4.1.3. Tercera Parte	72
3.4.1.3.1 Determinación del Cortante Nominal	72
3.4.1.3.2 Determinación del Cortante Máximo Actuante	72
3.4.1.3.3 Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía: R.	74
<b>CAPITULO 4: CONCLUSIONES</b>	<b>76</b>
<b>4.1 CONCLUSIONES</b>	<b>77</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>78</b>

## TABLA DE ILUSTRACIONES

Figura 1.1. Definición de la Capacidad de Disipación de Energía.	11
Figura 1.2. Crítero de Igualdad de Desplazamientos.	13
Figura 1.3. Concreto de Igualdad de Energía	15
Figura 1.4. Variación del factor $R_o, \mu$ con la ductilidad y el periodo.	16
Figura 2.1. Planta Estructural.	35
Figura 2.2. Espectro elástico de diseño en zona de amenaza sísmica baja.	37
Figura 2.3. Detalles de las secciones transversales de las columnas.	38
Figura 2.4. Detalles de la colocación de los estribos en las columnas.	39
Figura 2.5. Detalles de las secciones transversales de las vigas.	41
Figura 2.6. Detalles del refuerzo longitudinal de la losa maciza.	41
Figura 3.1. Vista en planta de los pórticos seleccionados para el análisis no lineal.	44
Figura 3.2. Configuración de los pórticos en el modelo matemático.	45
<i>Material usado</i>	45
Figura 3.3. Representación de la sección de una viga utilizando Fiber.	46
Figura 3.4. Modelo de plasticidad distribuida.	46
Figura 3.5. Esquema de los tres sistemas de ejes coordenados.	49
Figura 3.6. Estructura Seleccionada para la Modelación No-Lineal en OpenSees.	50
Figura 3.7. Sistema estructural para la modelación en OpenSees. En rojo, el patrón de carga aplicado. En azul, los pares de grados de libertad traslacional restringidos. Nota: dos grados de libertad con misma etiqueta se refiere al par restringido	53
Figura 3.8. Sistema estructural para la modelación en OpenSees, secciones de las columnas.	54
Figura 3.9. Sistema estructural para la modelación en OpenSees.	55
Figura 3.10. Columnas C1 y C2  Vista de Elevación (Unidades en m)	56
Figura 3.11. Columnas C3 y C4. Vista de Elevación (Unidades en m)	57
Figura 3.12. Vigas V1 y V2. Vista de Elevación (Unidades en m)	58
Figura 3.13. Curva de Esfuerzo – Deformación del Concreto y Acero	64
Figura 3.14. Momento – Curvatura de la Sección 11 y 12	67
Figura 3.15. Momento – Curvatura de la Sección 13 y 14	67
Figura 3.16. Momento – Curvatura de la Sección 15 y 16	68
Figura 3.17. Momento – Curvatura de la Sección 17 y 18	68
Figura 3.18. Momento – Curvatura de la Sección 21 y 22	69
Figura 3.19. Curvas de Empuje Progresivo para los Patrones de Carga 1 y 2.	70
Figura 3.20. Desplazamientos y Cortantes basales obtenidos a partir de las Curvas de Empuje Progresivo para los Patrones de Carga 1 y 2	71
Figura 3.21. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante - Columnas	73
Figura 3.22. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante - Vigas	74
Figura 3.23. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante – Pórticos	74

## TABLA DE ECUACIONES

Ecuación 1.1. Coeficiente de Reducción de Resistencia	11
Ecuación 1.2. Fuerza de Fluencia	11
Ecuación 1.3. Rigidez del Sistema Elástico	11
Ecuación 1.4. Capacidad de Disipación de Energía de un Sistema Inelástico de Un Grado de Libertad	11
Ecuación 1.5. Ductilidad en Función de los Desplazamientos	13
Ecuación 1.6. Coeficiente $R_o$	13
Ecuación 1.7. Coeficiente $R_o$	14
Ecuación 1.8. Coeficiente $R_o$ para periodos Cortos	15
Ecuación 1.9. Coeficiente $R_o$ para periodos Largos $T > 0.5s$	17
Ecuación 1.10. Coeficiente $R_o$ para periodos Cortos $T \leq 0.5s$	17
Ecuación 1.11. Fuerza Sísmica de Diseño	17
Ecuación 1.12. Factor de Energía de Sobrerresistencia	18
Ecuación 1.13. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía	20
Ecuación 1.14. Refuerzo Longitudinal	24
Ecuación 3.1. Sistema Coordinado de Referencia Eje X	47
Ecuación 3.2. Sistema Coordinado de Referencia Eje Y	48
Ecuación 3.3. Sistema Coordinado de Referencia Eje Z	48
Ecuación 3.4. Vector Unitario del Eje X'	48
Ecuación 3.5. Vector Unitario del Eje Y'	49
Ecuación 3.6. Combinación de Carga F	50
Ecuación 3.7. Modo de Vibración del Edificio $P_1$ y a la de un Rectángulo $P_2$	51
Ecuación 3.8. Curva de Esfuerzo-Deformación propuesta por Popovics	59
Ecuación 3.9. Factor de Control de las Pendientes de Ascenso y Descenso en la Curva de Esfuerzo-Deformación.	59
Ecuación 3.10. Modulo de Young Inicial del Concreto.	60
Ecuación 3.11. Deformación longitudinal del concreto inconfinado.	60
Ecuación 3.12. Deformación Longitudinal Última (Efectiva) del Concreto Inconfinado.	60
Ecuación 3.13. Curva de Esfuerzo-Deformación propuesta por Mander et al.	61
Ecuación 3.14. Factor de Control de las Pendientes de Ascenso y Descenso en la Curva de Esfuerzo-Deformación.	61
Ecuación 3.15. Resistencia Axial de un Cilindro de Concreto Simple Presionado Lateralmente por un Flujo Hidrostático	61
Ecuación 3.16. Resistencia Axial de un Rectángulo de Concreto Simple Presionado Lateralmente por un Flujo Hidrostático	62
Ecuación 3.17. Presión Lateral ejercida por el Fluido Hidrostático sobre las paredes del Cilindro en las Direcciones y' y z' respectivamente.	62
Ecuación 3.18. Coeficiente de Confinamiento Efectivo.	62
Ecuación 3.19. $k_1$ .	63
Ecuación 3.20. Deformación Longitudinal.	63
Ecuación 3.21. Deformación Longitudinal Última del Concreto Confinado.	63

Ecuación 3.22. Función Bi-lineal de la Curva de Esfuerzo-Deformación.	63
Ecuación 3.23. Deformación Longitudinal de Fluencia del Acero.	64
Ecuación 3.24. Ductilidad del Concreto.	65
Ecuación 3.25. Ductilidad del Acero.	65
Ecuación 3.26. Ductilidad del Acero.	65
Ecuación 3.27. Cortante Nominal de una Sección.	72
Ecuación 3.28. Cortante Nominal de una Sección.	72
Ecuación 3.29. Cortante Máximo Actuante de las Columnas.	73
Ecuación 3.30. Cortante Máximo Actuante de las Vigas.	73
Ecuación 3.31. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía.	74

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Valores del Factor $R_{OR}$ con respecto al Número de Ejes de Columnas	18
Tabla 3.1 Valores de Ductilidad a Nivel de Sección.	66
Tabla 3.2 Valores de Ductilidad a Nivel de Sección.	69

# **CAPITULO 1: GENERALIDADES DE LA INVESTIGACIÓN**



## 1.1 INTRODUCCIÓN

La Norma Colombiana de Diseño y Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, como otros códigos de diseño estructural, incluye el coeficiente de disipación de energía, **R**, con el objeto de tener en cuenta el comportamiento o respuesta de una estructura en el rango inelástico debido a la acción de fuerzas sísmicas; con este coeficiente se busca reducir las fuerzas sísmicas de diseño de tal forma que la estructura tenga una capacidad de resistencia menor que las fuerzas elásticas de diseño estimadas en las normas, reglamentos y códigos como demanda por terremoto, y las estructuras tengan un mejor comportamiento ante los eventos sísmicos.

Mediante la introducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, se logra llevar la estructura a que tenga un comportamiento inelástico permitiendo que con fuerzas menores a las originadas por el sismo de diseño, se puedan alcanzar deformaciones en el rango inelástico y cerca de su resistencia última. Por tanto, un material frágil y con amortiguamiento muy bajo, es decir, con capacidad deficiente para admitir deformaciones inelásticas, el coeficiente **R** tendría un valor cercano a la unidad; en el caso contrario, sistemas estructurales con amortiguamiento alto y material dúctil estarían en capacidad de resistir deformaciones más allá del límite elástico, dando lugar a coeficiente de capacidad de disipación de energía alto.

## 1.2 MOTIVACIÓN

Debido a que el coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, ha sido criticado por diferentes ingenieros encargados de los diseños estructurales, esta investigación se direcciona en comparar el comportamiento de una estructura real analizada y diseñada bajo la filosofía de las oficinas de diseño estructural usando los requisitos y recomendaciones de análisis y diseños del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y realizando una serie de análisis estáticos no lineales para estudiar el comportamiento de respuesta de la estructura en el rango inelástico.

## 1.3 JUSTIFICACIÓN.

Con esta investigación se busca, por medio de una estructura típica y sistema de pórticos con capacidad de disipación mínima, obtener el **R** y ver qué tanto corresponde este coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, propuestos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente con

los que realmente deben ser empleados en el diseño sismo resistente de las estructuras, y de esta forma darle respuesta a los ingenieros estructurales, puesto que ellos piensan que el coeficiente **R** es subestimado, porque con los requisitos de detallado y despiece utilizados en un sin número de oficinas de análisis y diseño se incrementa la ductilidad de la estructura, la confirmación de este pensamiento nos permitiría diseñar estructuras más económicas ante la acción de fuerzas sísmicas.

#### **1.4 OBJETIVOS.**

Por medio de comparaciones entre las demandas estructurales impuestas por las cargas sísmicas exigidas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (a través de espectros elásticos de respuesta) y la capacidad real de la estructura representada por su comportamiento en modelo numérico no lineal, se pretende obtener un coeficiente de disipación de energía, **R**, para un sistema estructural de pórticos con capacidad de energía mínima, DMI. Se utilizarán, además, requisitos de análisis y diseño empleados en las oficinas de los ingenieros estructurales con buena práctica ingenieriles, y de esta forma contribuir en para que los diseñadores estructurales dispongan de un coeficiente de disipación de energía más racional.

#### **1.5 HIPOTESIS.**

Se propone demostrar que el coeficiente de capacidad de energía, **R**, consignado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente para estructuras con capacidad de disipación de energía mínima, DMI, puede ser incrementado teniendo como base los requisitos de análisis y diseño utilizados en las oficinas de los ingenieros estructurales con buena práctica ingenieriles.

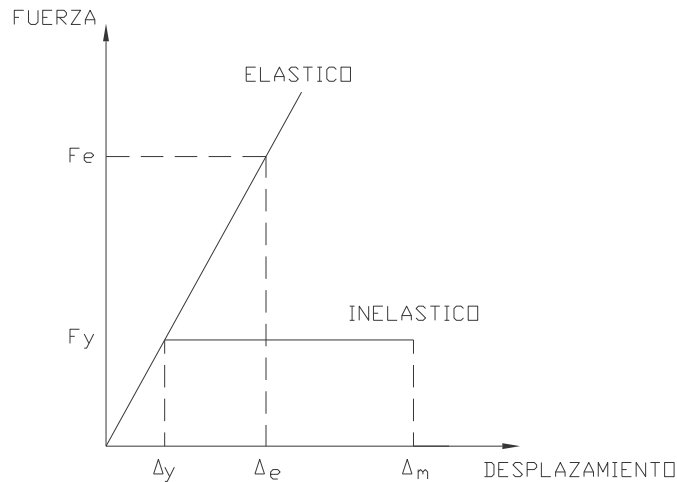
#### **1.6 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: R.**

Se analiza el caso de dos sistemas conformados por miembros estructurales con la misma rigidez, en el cual uno de los sistemas es totalmente elástico, y el otro tiene resistencia limitada con capacidad de responder en el rango inelástico.

Al someterlos a fuerzas laterales, los sistemas responderán de forma diferente, como se muestra en la figura 1.1. El sistema elástico responde ante una fuerza elástica,  $F_e$ , con un desplazamiento  $\Delta_e$ , según la ley de Hooke:

$$F_e = K\Delta_e$$

Donde **K** es la rigidez del sistema y  $\Delta_e$  es la deformación elástica asociada a la aplicación de  $F_e$ .



**Figura 1.1. Definición de la Capacidad de Disipación de Energía.**

El sistema con capacidad limitada, únicamente será empujado con una carga máxima igual a su resistencia a la fluencia,  $F_y$ , en el rango inelástico lo comandará su capacidad de deformación. Si se define el coeficiente de reducción de resistencia,  $R_o$ , de la siguiente forma:

$$R_o = \frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}$$

**Ecuación 1.1. Coeficiente de Reducción de Resistencia**

De la ecuación (1-1), podemos observar lo siguiente:

$$F_y = \frac{F_e}{R_o}$$

**Ecuación 1.2. Fuerza de Fluencia**

Tenemos que la rigidez del sistema elástico es:

$$K = \frac{F_e}{\Delta_e}$$

**Ecuación 1.3. Rigidez del Sistema Elástico**

Luego:

$$\Delta_y = \frac{\Delta_e}{R_o} = \frac{F_e}{KR_o}$$

**Ecuación 1.4. Capacidad de Disipación de Energía de un Sistema Inelástico de Un Grado de Libertad**

De lo anterior, se puede definir que la Capacidad de Disipación de Energía de un sistema inelástico de un grado de libertad, equivale a la capacidad que posee el sistema para reducir la fuerza solicitada de un valor que tendría el sistema si permaneciera elástico,  $F_e$ , a un valor de fluencia,  $F_y$ . Donde la capacidad de disipación de energía se obtiene por medio del coeficiente de reducción de resistencia,  $R_o$ . El coeficiente  $R_o$  se encuentra relacionado con el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , que es utilizado en los códigos de diseño sísmico, pero para sistemas dinámicos de varios grados de libertad.

El reglamento NSR-10 define capacidad de disipación de energía de la siguiente forma:

**“Capacidad de Disipación de Energía:** Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico  $R_o$ , el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía  $R(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o)$ . El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).”

A continuación se presenta el estado del arte del coeficiente de capacidad de energía  $R$ .

### **1.6.1 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BÁSICO: $R_o$**

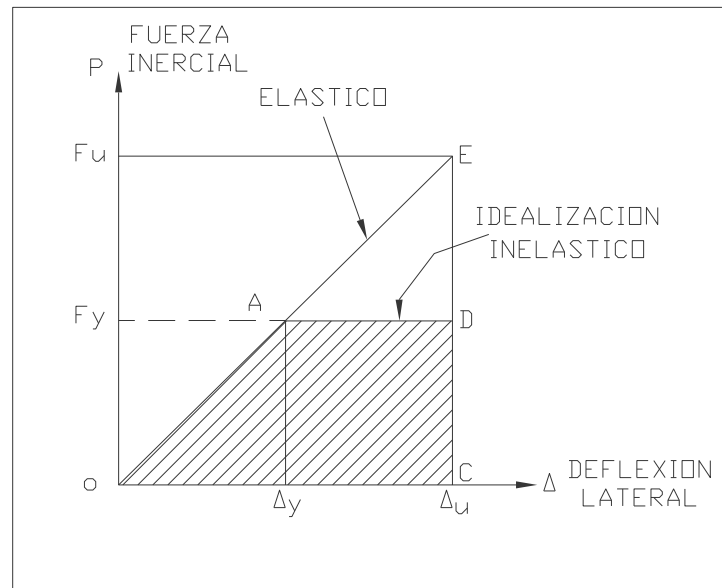
En la respuesta inelástica de una estructura bajo la acción sísmica, el coeficiente de capacidad de disipación de energía básica,  $R_o$ , representa uno de los parámetros más importantes para el diseño estructural y su valor depende esencialmente de: La ductilidad,  $\mu$ , la redundancia,  $r$ , y la sobre-resistencia,  $\Omega$ .

#### **1.6.1.1. Influencia de la Ductilidad en el Coeficiente $R_o$**

Los profesores N.M. Newmark y W.J. Hall (1.982) realizaron una de las investigaciones más importantes e influyentes sobre la influencia de la ductilidad en la capacidad de disposición de energía de una estructura durante la acción sísmica. Newmark y Hall se basaron en un sistema no lineal elasto-plástico en el

cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, luego, la capacidad de carga permanece constante hasta una deformación “ $\mu$ ” veces la de fluencia, llegando después a la falla.

Del estudio se pudo concluir que la ductilidad dependía notablemente del periodo natural de la estructura y que cuando se tenían periodos largos los desplazamientos máximos lineales y no lineales eran semejantes, por lo que se pudo establecer que el cálculo del factor de disipación como sigue:



**Figura 1.2. Crítero de Igualdad de Desplazamientos.**

La ductilidad en función de los desplazamientos se define:

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y$$

**Ecuación 1.5. Ductilidad en Función de los Desplazamientos**

Con base en el concepto de igualdad de desplazamientos tenemos que el factor  $R_o$  es igual a la ductilidad,  $\mu$ :

$$R_o = F_u / F_y$$

**Ecuación 1.6. Coeficiente  $R_o$**

$$R_o = F_v / F_y$$

$$\Delta y = \frac{F_e}{KR_o}$$

$$\Delta y = \frac{\Delta u}{\mu}$$

$$\frac{\Delta u}{\mu} = \frac{F_e}{KR_o}$$

$$F_e = k\Delta e$$

$$\Delta u R_o = \Delta e \mu$$

$$Si : \Delta u = \Delta e$$

$$R_o = \mu$$

#### **Ecuación 1.7. Coeficiente $R_o$**

Teniendo en cuenta el criterio de igualdad de energía, a continuación se presenta la deducción para obtener el factor  $R_o$  para periodos corto:

*Áreas:*

$$A_1 = OEC$$

$$A_2 = OAB + ABDF$$

$$A_1 = A_2$$

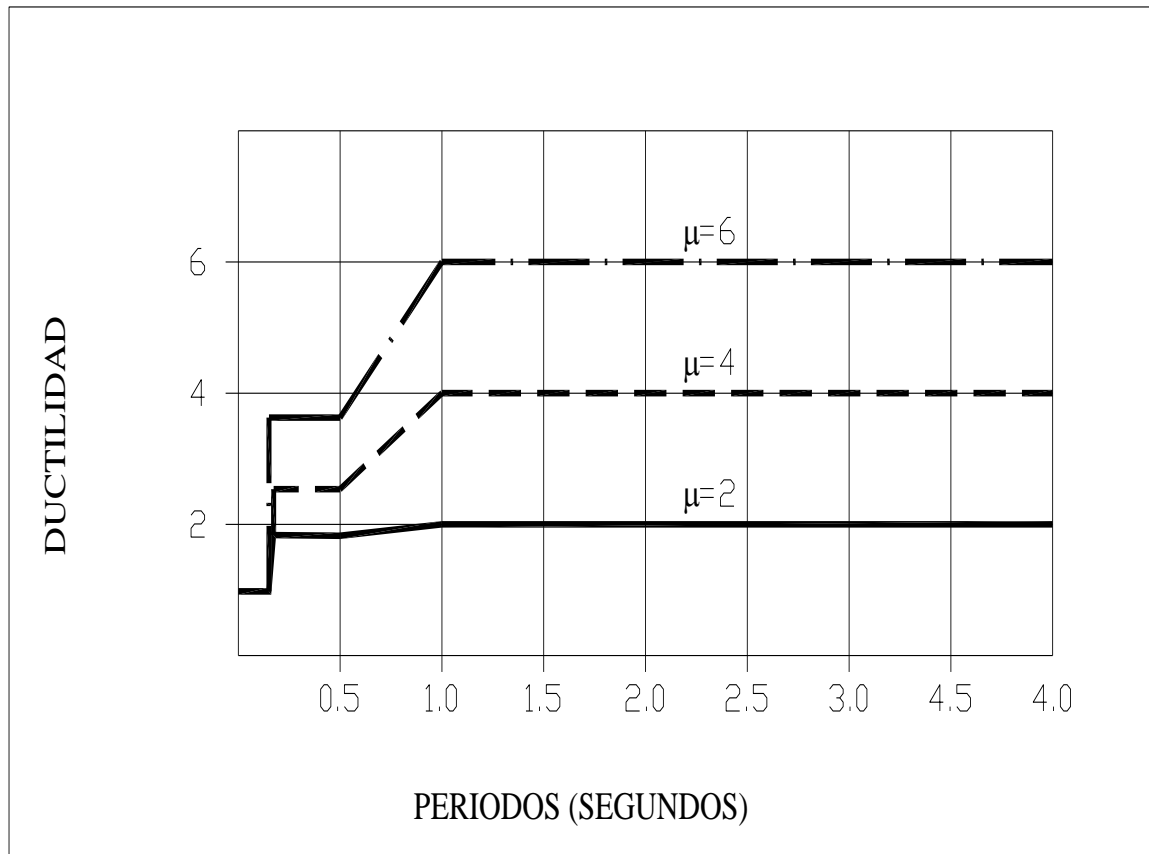
$$K = Rigidez = F_y / \Delta_y$$

$$R_o = F_e / F_y$$

$$\frac{1}{2} \Delta_e F_e = \frac{1}{2} \Delta_y F_y + (\Delta u - \Delta y) (F_y)$$

Dividiendo la ecuación anterior por:  $\frac{1}{2} \Delta_y F_y$ , tenemos:





**Figura 1.4. Variación del factor  $R_o$ ,  $\mu$  con la ductilidad y el periodo.**

De los resultados de estas investigaciones se puede observar que si un sistema elasto-plástico es capaz de desarrollar un factor de ductilidad,  $\mu$ , durante un sismo, puede diseñarse para que tenga una resistencia a carga lateral que se obtiene reduciendo la ordenada espectral de un sistema elástico con el mismo periodo natural y amortiguamiento, dividiéndola por  $\mu$ , en otras palabras, si se sabe que el sistema es capaz de disipar  $\mu$ , entonces se puede reducir su resistencia con la garantía de obtener la misma capacidad de disipación de energía que un sistema elástico. Esto es válido para sistemas con periodo fundamental de vibración mayor que el periodo dominante del terreno. Para sistemas con periodo fundamental menor que el del suelo, la reducción es menos significativa y deben tomarse valores menor o igual a 1.0.

Basado en los criterios anteriores, muchos códigos y el reglamento NSR-10 determinan que la influencia de la ductilidad en el factor  $R_o$  es:



- Para periodos largos,  $T > 0.5$  s

$$R_o = \mu$$

**Ecuación 1.9. Coeficiente  $R_o$  para periodos Largos  $T > 0.5$ s**

- Para periodos cortos,  $T \leq 0.55$

$$R_o = \sqrt{2\mu - 1}$$

**Ecuación 1.10. Coeficiente  $R_o$  para periodos Cortos  $T \leq 0.5$ s**

### 1.6.1.2 Influencia de la Sobrerresistencia en el Coeficiente $R_o$ .

El reglamento NSR-10 en el A.3.3.9, USO DEL COEFICIENTE DE SOBRRERRESISTENCIA,  $\Omega_o$ , nos indica que cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas,  $E$ , amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia,  $\Omega_o$ , éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$E = \frac{\Omega_o F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D$$

**Ecuación 1.11. Fuerza Sísmica de Diseño**

Donde  $F_s$  corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis,  $R$  es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica  $R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_o$ , y  $D$  corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento tal como se define en el Título B del Reglamento y el signo de la parte derecha de la ecuación es el que conduce al mayor valor de  $E$ , dependiendo del signo de  $F_s$ .

Mediante programas que realicen análisis no lineal, Pushover, como el SAP 2000 y ETABS, o el programa Open Sees, una de las herramientas más poderosas disponibles para modelar el comportamiento no lineal de las estructuras, a través de un análisis no-lineal cuasi-estático, entre otros, se puede obtener la reserva de resistencia de una estructura en el rango inelástico. Este análisis permite determinar el momento en el cual la estructura alcanza el límite de fluencia y la falla, aplicándole paso a paso cargas laterales, cada vez mayores, es decir empujando la estructura poco a poco y tomando como control las derivas y la formación de rótulas plásticas.

El factor de disipación de energía de sobrerresistencia se obtiene como la división del cortante basal máximo obtenido por la estructura sin que se presente en ella alguno de los estados límites, y el cortante basal de diseño.

$$R_{o\Omega} = V_u / V_{Diseño}$$

#### Ecuación 1.12. Factor de Energía de Sobrerresistencia

El ATC 40 y FEMA 356 determinan la influencia de la sobrerresistencia en el factor **R<sub>o</sub>** en el análisis Pushover, que si bien no es metodología exacta, permite aproximar el comportamiento inelástico de una estructura.

Estudios más recientes realizados por Goel y Chopra (2004), **Modal Pushover Analysis**, han desarrollado un procedimiento que se aproxima mucho más al real comportamiento de una estructura en el rango inelástico.

Para la modelación del comportamiento no lineal de la estructura empleada en la tesis, a través de un análisis no-lineal cuasi-estático, y obtener la reserva de resistencia de una estructura en el rango inelástico, se utiliza el programa *Open Sees*, una herramienta de simulación numérica que tiene como objetivo fundamental el de integrar eficientemente los mejores principios en materia de ingeniería de terremotos para la creación de una interfaz de alto rendimiento que permita implementar modelos de sistemas estructurales y geotécnicos sujetos a escenarios realísticos de amenaza sísmica.

#### 1.6.1.3 Influencia de la Redundancia en el Coeficiente R<sub>o</sub>.

Este es un factor muy complicado de evaluar y además, no se han realizado muchos estudios sobre él. Es claro que las estructuras altamente hiperestáticas tienen mejor comportamiento ante fuerzas sísmicas y por tanto, este factor dependerá del número de rótulas plásticas que logran formar para volver la estructura inestable.

El ATC-19 tiene los siguientes valores para el factor:

NÚMERO DE EJES DE COLUMNAS	FACTOR R <sub>OR</sub>
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 1.1. Valores del Factor R<sub>oΩ</sub> con respecto al Número de Ejes de Columnas

#### 1.6.1.4 Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía, $R_o$ , según el Reglamento NSR-10.

Se ha observado que el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico,  $R_o$ , depende de la ductilidad, redundancia y de la sobrerresistencia pero, debido a las dificultades para determinar estos factores, el reglamento NSR-10 sigue la filosofía del ATC-3 y de Newmark y Hall que sólo consideran la ductilidad, de la cual se tiene poca certeza, como determinante del factor  $R_o$ .

Los métodos del ATC-3 y de Newmark y Hall son aproximados y por consiguiente se puede presentar, en ciertos casos diferencias importantes en la obtención de las respuestas máximas, originando niveles de ductilidad requerida poco confiable. El reglamento NSR-10 define el coeficiente de capacidad de energía básica,  $R_o$ , en función del sistema estructural, del material estructural, de la zona de amenaza sísmica y el factor de sobrerresistencia,  $\Omega_r$ .

Según el Reglamento NSR-10, el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico,  $R_o$ , es el coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema; asociados a requisitos específicos de detallado del refuerzo en estructuras de hormigón o a requisitos en estructuras de acero, es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

El coeficiente de disipación de energía básico para un sistema estructural de pórtico según el reglamento NSR-10 tiene valores entre 7.0 y 1.5, se observa que los pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía, DES, con el mayor coeficiente de disipación de energía básico dentro del sistema de pórtico y los pórticos Losa-Columna de concreto con capacidad mínima de disipación de energía, DMI, con el menor coeficiente de disipación de energía básico, al igual que las estructuras de péndulo invertido, correspondiente a los pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía, DMO, como los de menor coeficiente de disipación de energía básico dentro de los sistemas estructurales.

El reglamento NSR-10 consigna los valores de  $R_o$  en las tablas A.3-1, A.3-2, A.3-3 y A.3-4.

### 1.6.2 COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA: $R$ .

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, define el coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R$ , como el valor que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico,  $R_o$ , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado,  $\phi_a$ , irregularidad en planta,  $\phi_p$ , y a ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica,  $\phi_r$ .

Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía,  $R$ , que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, será como lo indica la ecuación A.3-1 del reglamento NSR-10:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o$$

**Ecuación 1.13. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía**

#### 1.6.2.1 Configuración Estructural de la Edificación

Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones, detallado y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las sollicitaciones sísmicas.

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos de la sección A.3.3. Las edificaciones presentan irregularidades en planta y en alzado debido a diseños arquitectónicos, avisos publicitarios, tipo y arreglo de los miembros estructurales, distribución de las masas, cambios bruscos de rigidez, discontinuidades del sistema estructural y otros aspectos que alteran el comportamiento estructural ante la acción sísmica. Cuando se tienen irregularidades severas, el ingeniero estructural debe hacer consciente al responsable del diseño arquitectónico y al propietario del proyecto que esas rarezas arquitectónicas generan estructuras costosas y con mal comportamiento estructural, pero no tiene obligatoriamente impedir la originalidad, estética y la funcionalidad del proyecto, cuando las dificultades propias del proyecto se pueden solucionar por medio de análisis estructurales refinados y con detallado del refuerzo más cuidadosos y estrictos.

##### 1.6.2.1.1. Irregularidades en Planta

Según el reglamento NSR-10, una edificación se considera irregular cuando ocurra uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6, donde se definen los valores de  $\phi_p$ . Si una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta

simultáneamente, se aplicará el menor valor de  $\phi_p$ . Para una mejor comprensión de las irregularidades en planta, el reglamento NSR-10 presenta la figura A.3-1.

#### **1.6.2.1.2 Irregularidades en la Altura**

Una edificación se clasifica como irregular en altura según el reglamento NSR-10, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de  $\phi_a$ . Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de  $\phi_a$ . Para una mejor comprensión de las irregularidades en planta, el reglamento NSR-10 presenta la figura A.3-2.

#### **1.6.2.1.3 Ausencia de Redundancia en el Sistema Estructural de Resistencia Sísmica**

De acuerdo con el reglamento NSR-10, debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\phi_r$ , en las dos direcciones principales en planta de acuerdo a los requisitos consignados en A.3.3.8.

### **1.6.3 DUCTILIDAD y TENACIDAD.**

Cuando se está realizando un diseño estructural se busca utilizar y diseñar materiales y componentes de los cuales va a estar constituida la edificación para que su comportamiento dinámico en el rango inelástico sean adecuados, es decir, que se lleven los materiales estructurales más allá del límite elástico sin pérdida crítica de la resistencia y estabilidad del sistema estructural. Esta característica de los materiales de resistir deformaciones en el rango inelástico sin llegar a la falla, se ha relacionado con los conceptos de ductilidad y tenacidad.

#### **1.6.3.1 Ductilidad**

La siguiente es la definición del reglamento NSR-10 sobre ductilidad:

**Ductilidad:** Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada.

Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

**(a) Ductilidad de curvatura:** cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección.

**(b) Ductilidad de rotación:** cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento.

**(c) Ductilidad de desplazamiento:** cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento.

**(d) Ductilidad de deformación:** cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

En un elemento estructural en concreto reforzado, las ductilidades de deformación medidas en una fibra de la sección del material generan valores muy por encima de los valores obtenidos en las ductilidades de curvatura; las cuales a su vez son mayores que las ductilidades de rotación, que a su vez, son mayores que las ductilidades de desplazamientos.

#### **1.6.3.2 Tenacidad**

**La tenacidad:** Es la capacidad de un material para absorber energía por unidad de volumen. Cuanto mayor sea el área bajo la curva Esfuerzo – Deformación, el material tendrá mayor tenacidad.

#### **1.6.4 REQUISITOS DEL REFUERZO SEGÚN EL REGLAMENTO NSR-10 Y LA BUENA PRÁCTICA EN LAS OFICINAS DE LOS INGENIEROS ESTRUCTURALES**

A continuación se presentan las disposiciones mínimas más relevantes exigidas por el reglamento NSR-10 para el dimensionamiento y detallado de los elementos de concreto reforzado de una estructura en la cual las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, se han determinado con base en una capacidad de disipación de energía mínima en el rango no lineal de respuesta, DMI, y ciertos requerimientos empleados por varios de los ingenieros estructurales en sus diseños de las edificaciones a su cargo para el dimensionamiento y detallado de los elementos de concreto reforzado de una estructura en la cual las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, se han determinado con base en disipación de energía en el rango no lineal de respuesta, para una edificación con capacidad de disipación mínima de energía, DMI, pero que puede alcanzar mayor ductilidad y por consiguiente un mayor coeficiente de capacidad de disipación de energía básico,  $R_o$ .

REQUISITOS DE LA NSR-10	BUENA PRÁCTICA EN LAS OFICINAS DE LOS INGENIEROS ESTRUCTURALES
<p><b>C.3.5 — ACERO DE REFUERZO</b></p> <p>El refuerzo debe ser corrugado. El refuerzo liso solo puede utilizarse en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura.</p>	<p>El refuerzo especificado siempre es corrugado. El refuerzo liso solo se utiliza ocasionalmente en estribos, espirales o tendones, y refuerzo de repartición y temperatura.</p>
<p>No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado, a menos que esté explícitamente permitido por la norma bajo la cual se fabrica cualquiera de los materiales permitidos por el Reglamento NSR-10.</p>	<p>No se utiliza el acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado.</p>
<p><b>CONCRETO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b></p> <p>El concreto diseñado y construido de acuerdo con el Reglamento NSR-10, <math>f_c'</math> no puede ser inferior a 17 MPa.</p>	<p>El concreto especificado en los diseños tiene una resistencia <math>f_c'</math> mayor o igual a 21 MPa.</p>
<p><b>REQUISITOS GEOMÉTRICOS PARA LAS VIGAS</b></p> <p>Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a <math>0.10f_c'A_g</math>, <math>\epsilon_t</math> en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.004.</p> <p>El NSR-10 no presenta requisitos mínimos para las dimensiones de las vigas, ni exige una excentricidad máxima respecto a la columna que le da apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga, para estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (DMI).</p>	<p>Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a <math>0.10f_c'A_g</math>, <math>\epsilon_t</math> en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0.005.</p> <p><math>b_w \geq 200</math> mm.</p> <p>La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no debe ser mayor que el 25% del ancho del apoyo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga</p>

<p><b>REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS</b></p> <p><b>C.21.2 — Pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI):</b> Las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior. Estas barras deben desarrollarse en la cara de apoyo.</p> <p>En toda sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo a tracción, exceptuando lo prescrito para vigas T y zapatas, el <math>A_s</math> suministrado no debe ser menor que el dado por:</p> $A_{s,min} = \rho_{min} db_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} db_w \geq \frac{1.4}{f_y} db_w$ <p><b>Ecuación 1.14. Refuerzo Longitudinal</b></p>	<p>Las vigas siempre tienen al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior, con diámetro igual o superior a N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm). Estas barras deben desarrollarse en la cara de apoyo.</p> <p>En toda sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo a tracción, exceptuando lo prescrito para vigas T y zapatas, el <math>A_s</math> suministrado no debe ser menor que el dado por:</p> $A_{s,min} = \rho_{min} db_w = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} db_w \geq \frac{1.4}{f_y} db_w$ <p><b>Ecuación 1.14. Refuerzo Longitudinal</b></p> <p>Al menos el 50% del refuerzo longitudinal superior e inferior de las vigas que sean parte del sistema de resistencia sísmica, debe atravesar el núcleo de cada columna que intersecte la viga.</p> <p>Se evita hacer empalmes por traslapo dentro de los nudos.</p>
<p><b>REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS</b></p> <p>El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de <math>d/2</math> en elementos de concreto no preesforzado, ni de 600 mm.</p>	<p>Se colocan estribos de confinamiento al menos de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) en los siguientes lugares:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• por una distancia igual a <math>2d</math>, medida hacia el centro del elemento a partir de la cara del apoyo, en ambos extremos de la</li> </ul>





<p>alrededor del refuerzo de flexión.</p> <p>C.7.11.3 — Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslapo Clase B (longitud de traslapo de <math>1.3L_d</math>) o anclándolas de acuerdo con C.12.13.</p>	<p>estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.</p> <p>C.7.11.3 — Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslapo Clase B (longitud de traslapo de <math>1.3L_d</math>) o anclándolas de acuerdo con C.12.13.</p>
<p><b>REQUISITOS GEOMÉTRICOS PARA LAS COLUMNAS</b></p> <p>Las columnas que tengan una altura libre menor o igual a cinco veces la dimensión <math>c_1</math> deben diseñarse para cortante de acuerdo a C.21.3.3.</p> <p>Dimensiones mínimas de diseño para elementos a compresión (columnas): En la presente versión del Reglamento (NSR-10) se ha liberado esta restricción para las estructuras (DMI) , con el objeto de permitir un uso más amplio de los elementos en compresión de concreto reforzado con dimensiones menores en estructuras ligeramente cargadas, tales como edificios livianos de oficinas y edificios de baja altura para vivienda.</p> <p>El Capítulo C.21 impone dimensiones mínimas de columna para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), las cuales no se han modificado en la NSR-10.</p>	<p>Las columnas que tengan una altura libre menor o igual a cinco veces la dimensión <math>c_1</math> deben diseñarse para cortante de acuerdo a C.21.3.3.</p> <p>En el dimensionamiento de diseño para elementos a compresión (columnas) se busca que ninguna columna de la estructura principal tenga un diámetro menor de 0.25 m para columnas circulares, ni una dimensión menor de 0.20 m con área de 0.06 m<sup>2</sup>, para columnas rectangulares.</p> <p>Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20 m pero su área no puede ser menor de 0.0625 m<sup>2</sup>.</p>
<p><b>REFUERZO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS</b></p> <p>Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas): El área de refuerzo longitudinal, <math>A_{st}</math>, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que <math>0.01A_g</math> ni mayor</p>	<p>Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas): El área de refuerzo longitudinal, <math>A_{st}</math>, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que <math>0.01A_g</math> ni mayor</p>

<p>que <math>0.04A_g</math>.</p> <p>El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales, que cumplan con C.10.9.3.</p>	<p>que <math>0.04A_g</math>.</p> <p>El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales, que cumplan con C.10.9.3.</p>
<p><b>REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS</b></p> <p>C.7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión: Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente: C.7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1 1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1- 3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras.</p> <p>El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.</p> <p>Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de <math>135^\circ</math>, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras</p>	<p>C.7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión: Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente: C.7.10.5.1 — Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1 1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1- 3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras.</p> <p>El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.</p> <p>Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de <math>135^\circ</math>, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras</p>

<p>longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.</p> <p>No hay requisitos especiales.</p>	<p>longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.</p> <p>En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de <math>s_o</math> por una longitud <math>L_o</math>, medida desde la cara del nudo. El espaciamiento <math>s_o</math> no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.</li> <li>(b) 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.</li> <li>(c) Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.</li> <li>(d) 150 mm.</li> </ul> <p>La longitud <math>L_o</math>, no debe ser menor que la mayor entre (e), (f) y (g):</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(e) Una sexta parte de la luz libre de la columna.</li> <li>(f) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.</li> <li>(g) 500 mm.</li> </ul> <p>El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de <math>s_o/2</math> de la cara del nudo.</p> <p>Fuera de la longitud <math>L_o</math>, deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, <math>f_{yt}</math>, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud <math>L_o</math>.</p>
--	---

<p><b>C.12.17.2 — Empalmes por traslapo en columnas</b></p> <p>C.12.17.2.1 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de compresión, los empalmes por traslapo deben cumplir con C.12.16.1, C.12.16.2, y cuando sea aplicable C.12.17.2.4 o C.12.17.2.5.</p> <p>C.12.17.2.2 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de tracción, y no excede <math>0.5f_y</math> en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en cualquier sección, o empalmes por traslapo por tracción de Clase A si la mitad o menos de las barras están empalmadas por traslapo en cualquier sección, y los empalmes por traslapo tomados alternadamente están escalonados una distancia <math>L_d</math>.</p> <p>C.12.17.2.3 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es mayor que <math>0.5f_y</math> en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B.</p>	<p><b>C.12.17.2 — Empalmes por traslapo en columnas</b></p> <p>C.12.17.2.1 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de compresión, los empalmes por traslapo deben cumplir con C.12.16.1, C.12.16.2, y cuando sea aplicable C.12.17.2.4 o C.12.17.2.5.</p> <p>C.12.17.2.2 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es de tracción, y no excede <math>0.5f_y</math> en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B si más de la mitad de las barras se empalman en cualquier sección, o empalmes por traslapo por tracción de Clase A si la mitad o menos de las barras están empalmadas por traslapo en cualquier sección, y los empalmes por traslapo tomados alternadamente están escalonados una distancia <math>L_d</math>.</p> <p>C.12.17.2.3 — Cuando el esfuerzo en las barras debido a las cargas mayoradas es mayor que <math>0.5f_y</math> en tracción, los empalmes por traslapo por tracción deben ser Clase B.</p>
<p><b>C.7.13 — REQUISITOS PARA LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL</b></p> <p>C.7.13.2.2 — Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo en toda su longitud y en los apoyos debe pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, cumpliendo con (a) y (b):</p> <p>(a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y</p> <p>(b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos dos barras.</p> <p>En apoyos no continuos, el refuerzo debe ser anclado para desarrollar <math>f_y</math> en</p>	<p>C.7.13.2.2 — Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo en toda su longitud y en los apoyos debe pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna, cumpliendo con (a) y (b):</p> <p>(a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y</p> <p>(b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos dos barras.</p> <p>En apoyos no continuos, el refuerzo debe ser anclado para desarrollar <math>f_y</math> en</p>

<p>la cara del apoyo usando un gancho estándar que cumpla con C.12.5 o una barra corrugada con cabeza que cumpla con C.12.6</p> <p>C.7.13.2.3 —El refuerzo continuo exigido en C.7.13.2.2 debe estar rodeado por refuerzo transversal del tipo especificado en C.11.5.4.1. El refuerzo transversal debe estar anclado como se especifica en C.11.5.4.2. No es necesario que el refuerzo transversal se extienda a través de la columna.</p>	<p>la cara del apoyo usando un gancho estándar que cumpla con C.12.5 o una barra corrugada con cabeza que cumpla con C.12.6</p> <p>C.7.13.2.3 —El refuerzo continuo exigido en C.7.13.2.2 debe estar rodeado por refuerzo transversal del tipo especificado en C.11.5.4.1. El refuerzo transversal debe estar anclado como se especifica en C.11.5.4.2. No es necesario que el refuerzo transversal se extienda a través de la columna.</p>
<p><b>C.15.13 — Vigas de amarre de la cimentación</b></p> <p>C.15.13.3 — Dimensiones mínimas – Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.</p> <p>C.15.13.3.1 — Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida por 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).</p> <p>C.15.13.2 — Refuerzo longitudinal – Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar <math>f_y</math> por medio de anclaje en la columna exterior del vano final. C.15.13.4 — Refuerzo transversal – Deben colocarse</p>	<p><b>C.15.13 — Vigas de amarre de la cimentación</b></p> <p>C.15.13.3 — Dimensiones mínimas – Las dimensiones de las vigas de amarre deben establecerse en función de las solicitaciones que las afecten, dentro de las cuales se cuentan la resistencia a fuerzas axiales por razones sísmicas y la rigidez y características para efectos de diferencias de carga vertical sobre los elementos de cimentación y la posibilidad de ocurrencia de asentamientos totales y diferenciales.</p> <p>C.15.13.3.1 — Las vigas de amarre deben tener una sección tal que su mayor dimensión debe ser mayor o igual a la luz dividida por 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida por 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (DMI).</p> <p>C.15.13.2 — Refuerzo longitudinal – Las vigas de amarre sobre el terreno que enlacen dados o zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe ser capaz de desarrollar <math>f_y</math> por medio de anclaje en la columna exterior del vano final. C.15.13.4 — Refuerzo transversal – Deben colocarse</p>

<p>estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 300 mm. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.</p>	<p>estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección ó 300 mm. Las vigas de amarre que resistan momentos flectores provenientes de columnas deben cumplir los requisitos de separación y cantidad de refuerzo transversal que fije el Reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.</p>
--	--

## **CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL**



## **2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.**

La estructura seleccionada para la investigación consiste en un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

El sistema estructural de los pisos se encuentra conformado por una losa maciza armada en dos direcciones apoyadas en vigas, constituyendo un diafragma rígido. Las vigas transmiten las cargas a las columnas y éstas a su vez dirigen las cargas a la cimentación.

El sistema estructural de pórtico es uno de los más conocido y utilizado en Colombia y Sur América, por tanto, se tiene una vasta experiencia en su diseño estructural como en su construcción.

### **2.1.1 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA Y RESISTENCIA DE LOS MATERIALES.**

#### **2.1.1.1 Geometría de la Estructura**

La estructura seleccionada presenta las siguientes características geométricas, elásticas y mecánicas:

- Sistema estructural: Pórticos en concreto reforzado.
- Sistema estructural de pisos: Losas en concreto reforzado armadas en dos direcciones.
- Número de Pisos: 10
- Altura del Primer Piso: 4.80 m
- Altura de los Pisos Tipos (centro a centro de las vigas): 3.60 m
- Altura Total de la Edificación: 37.20 m
- Área de cada Piso: 770.00 M<sup>2</sup>
- Separación entre Columna, en ambas direcciones: 7.00 metros (Centro a centro)
- Dimensiones de las Vigas: 400 x 600 mm.

- Espesor de la Losa Maciza: 170 mm.
- Dimensiones de las Columnas:  
**A-1, A-4, F-1, F-4: 400 x 400 mm y 400 x 300 mm.**  
**B-1, B-4, C-1, C-4, D-1, D-4, E-1, E-4: 600x400 mm y 500x400 mm.**  
**A-2, A-3, F-2, F-3: 400x600 mm y 400x400 mm.**  
**A-2, A-3, F-2, F-3: 400x1050 mm y 400x600 mm.**

Por razones constructivas y para evitar concentraciones de esfuerzos se hacen únicamente dos cambios de secciones en cada columna a lo largo de su longitud.

### 2.1.1.2 Resistencia de los Materiales

Los diferentes miembros que conforman la estructura seleccionada tienen las siguientes resistencias:

- Losa Maciza:  $f'_c = 28MPa$
- Vigas:  $f'_c = 28MPa$
- Columnas:  $f'_c = 28MPa$
- Acero de Refuerzo:  $f_y = 420 MPa$
- Módulo de elasticidad: 20.000.000 MPa
- Módulo de elasticidad del concreto: 20636.86 MPa

### 2.1.2 CARGAS DE SERVICIO

Las cargas de servicio utilizadas para el diseño estructural del edificio son las siguientes:

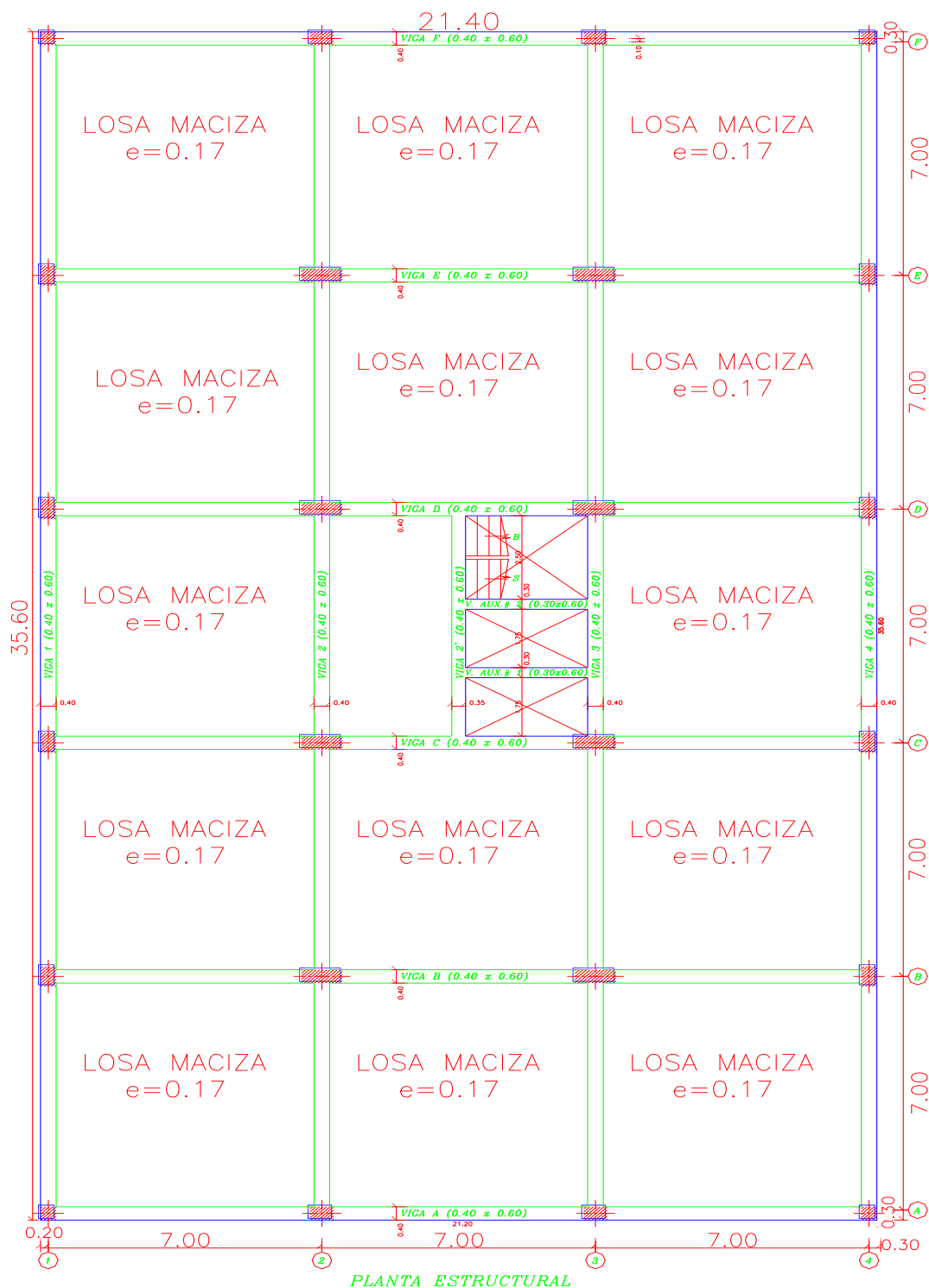
#### ➤ Cargas Muertas:

$$D=7.43 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Cargas Vivas:

$$L=2.00 \text{ KN/m}^2$$

### 2.1.3 PLANTA ESTRUCTURAL



**Figura 2.1. Planta Estructural.**

## 2.1.4 DISEÑO Y DETALLADO

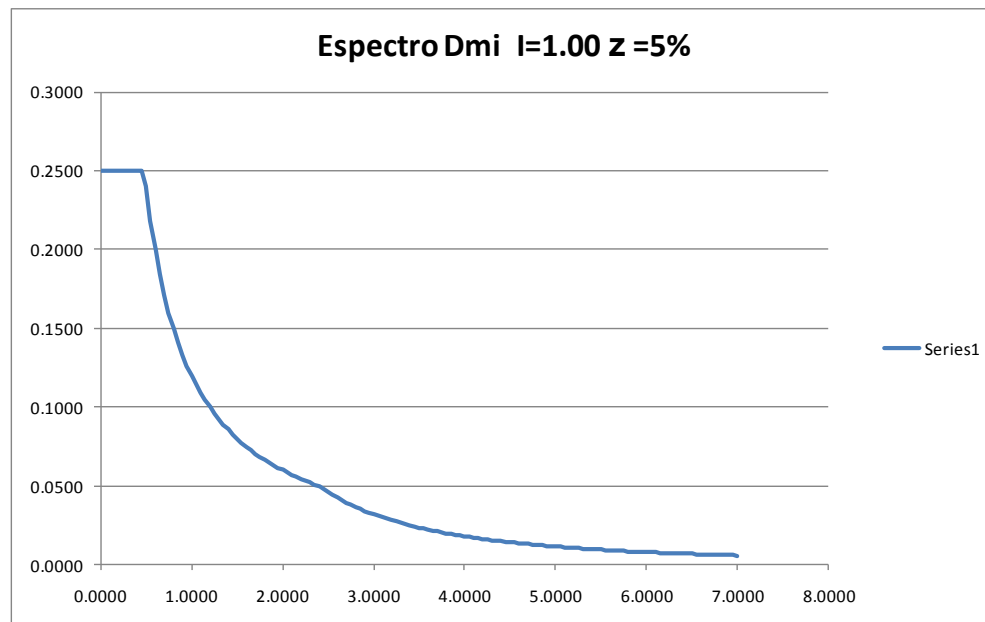
Con base en los resultados obtenidos del análisis estructural por medio del programa ETABS, se realiza el diseño de los elementos que conforman la estructura siguiendo los requisitos consignados en el reglamento NSR-10 y la buena práctica de los ingenieros estructurales.

## 2.1.5 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Los parámetros para el diseño sísmico de la edificación se rigen bajo los criterios y requisitos mínimos que se establecen en el reglamento NSR-10, y comprenden:

- **Localización:** Barranquilla
- **Destinación:** Oficinas
- **Nivel de amenaza sísmica:** Baja
- **Movimientos sísmicos de diseño:** A.2.2.
- Aceleración pico efectiva,  $A_a$ : 0.10
- Velocidad pico efectiva,  $A_v$ : 0.10
- **Capacidad de disipación de energía:** DMI
- **Efectos locales:** A.2.4.
- Tipo de perfil de suelo: B
- Coeficiente de amplificación  $F_a$  del suelo: 1.00
- Coeficiente de amplificación  $F_v$  del suelo: 1.00
- **Coeficiente de importancia (A.2.5) :**  $I=1.00$
- **Espectro de diseño:**

$A_a$	0.1
$A_v$	0.1
$I$	1
$T_c$	0.48
$T_L$	2.4
$F_a$	1
$F_v$	1



**Figura 2.2. Espectro elástico de diseño en zona de amenaza sísmica baja.**

## **2.2 DISEÑO Y DETALLADO.**

Con los resultados obtenidos en el análisis por medio del programa ETABS, se procede con el diseño estructural siguiendo las recomendaciones del reglamento NSR-10 y el ACI 318-08.

### **2.2.1 COLUMNAS**

En las Figuras 2.3 y 2.4 se muestran las secciones transversales típicas de las columnas y la disposición del reforzamiento horizontal y longitudinal respectivamente. El espaciamiento y detalle del refuerzo transversal fue de acuerdo a los requerimientos mínimos del reglamento NSR-10.

Las cuantías del refuerzo longitudinal se encuentran entre  $\rho=1\%$  a  $\rho=1.7\%$ . Estas cuantías alrededor de la mínima se deben principalmente a la distribución uniforme de las cargas gravitacionales, el tamaño de las columnas para controlar las derivas, y a la demanda sísmica.

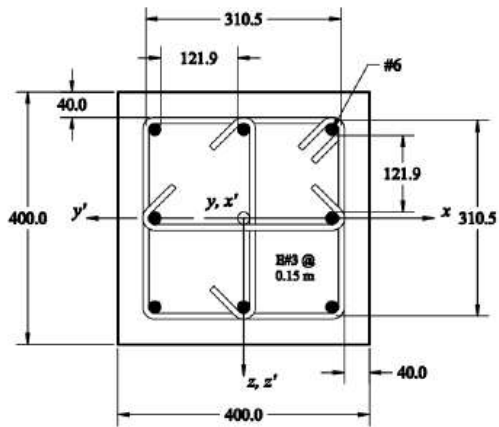


Figura 2.3 (a): Sección

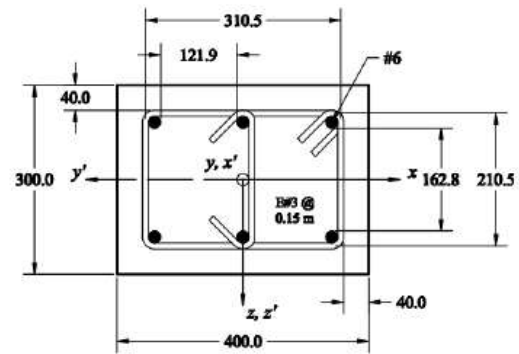


Figura 2.3 (b): Sección

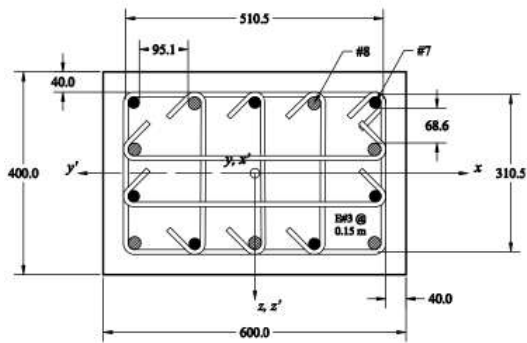


Figura 2.3 (c): Sección

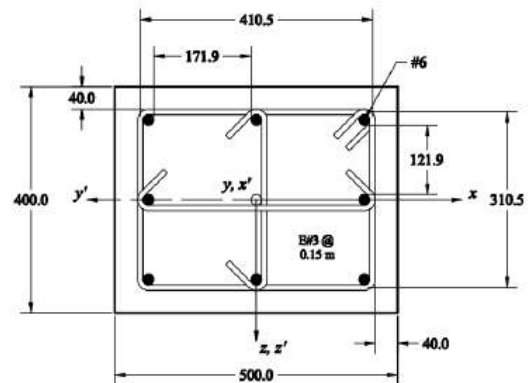


Figura 2.3 (d): Sección

Figura 2.3. Detalles de las secciones transversales de las columnas.



### **2.2.2 SISTEMA DE PISO**

Las figuras 2.5, 2.6 y 2.7 nos muestran los detalles típicos de los refuerzos de las vigas. El sistema de piso consiste en una placa maciza armada en dos direcciones, apoyada en vigas que transmiten las cargas a las columnas. La placa se considera como un diafragma rígido en su plano horizontal.



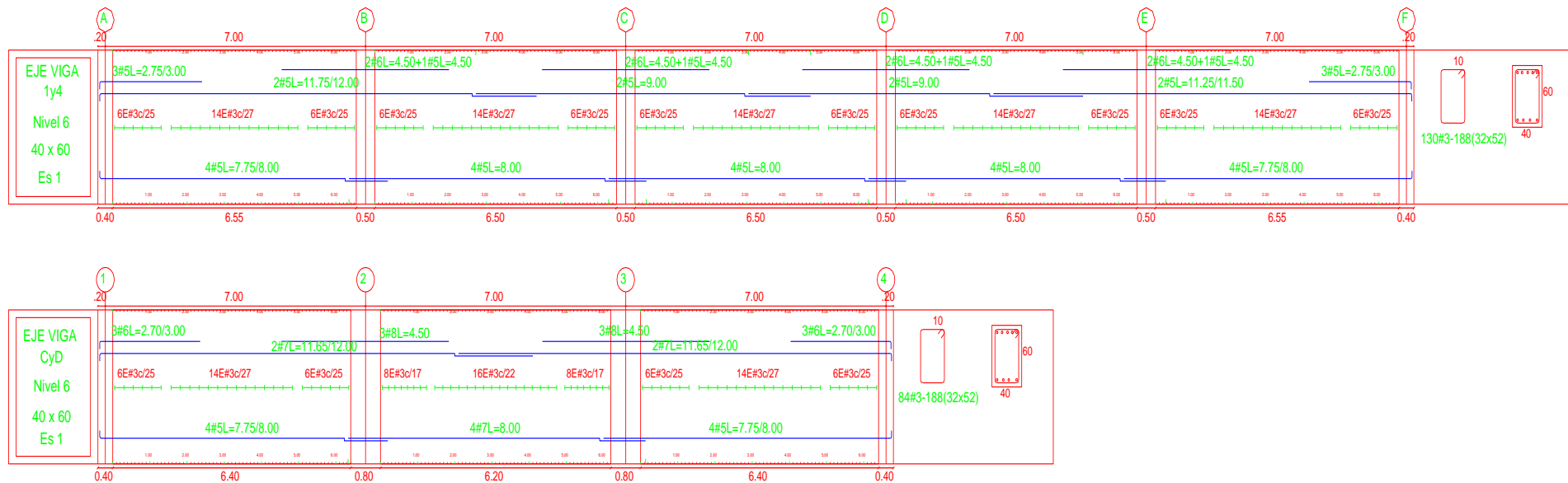


Figura 2.5. Detalles de las secciones transversales de las vigas.

### SECCION DE LA LOSA

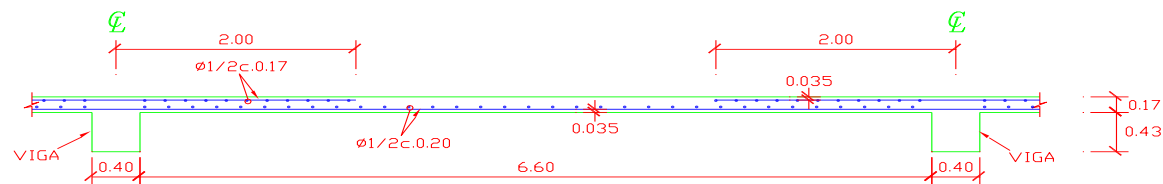


Figura 2.6. Detalles del refuerzo longitudinal de la losa maciza.

## **CAPITULO 3: ANÁLISIS NO LINEAL**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Una de las herramientas más poderosas disponibles para modelar el comportamiento actual de las estructuras bajo cargas laterales variable con el tiempo, tipos de análisis no lineal se emplearon a lo largo de la investigación para obtener varios valores de respuestas estructurales de interés. The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) fue seleccionado como herramienta para la modelación sistema no lineal, porque es un software validado por muchos investigadores.

### **3.2 MODELO 2D SELECCIONADO**

Con el propósito de evitar un consumo de tiempo excesivo y enfocarse en unos pocos parámetros importantes en la fase de modelación de la investigación, un modelo en dos dimensiones representativo de la estructura fue seleccionado para ser analizado. Como se muestra en la Figura 3.1, la simétrica geométrica del edificio hizo posible la selección de la mitad del sistema resistente a cargas laterales y gravitacionales en la dirección longitudinal (marcos A y B). Estos dos marcos fueron modelados en paralelo por medio de un diafragma rígido y se asumió darle un comportamiento representativo de la estructura completa. La Figura 3.1 muestra una vista en planta de los pórticos seleccionados y la Figura 3.2, la representación correspondiente del modelo bidimensional.

### **3.3 PARÁMETROS MODELADOS**

#### **3.3.1 PARÁMETROS GENERALES DE MODELACIÓN.**

Tipo de análisis no lineal realizado al edificio: Análisis no lineal Estático (Pushover). En la sección 4.3.3 contiene todos los datos pertinentes correspondientes a las opciones que se utilizan en el análisis antes mencionado.

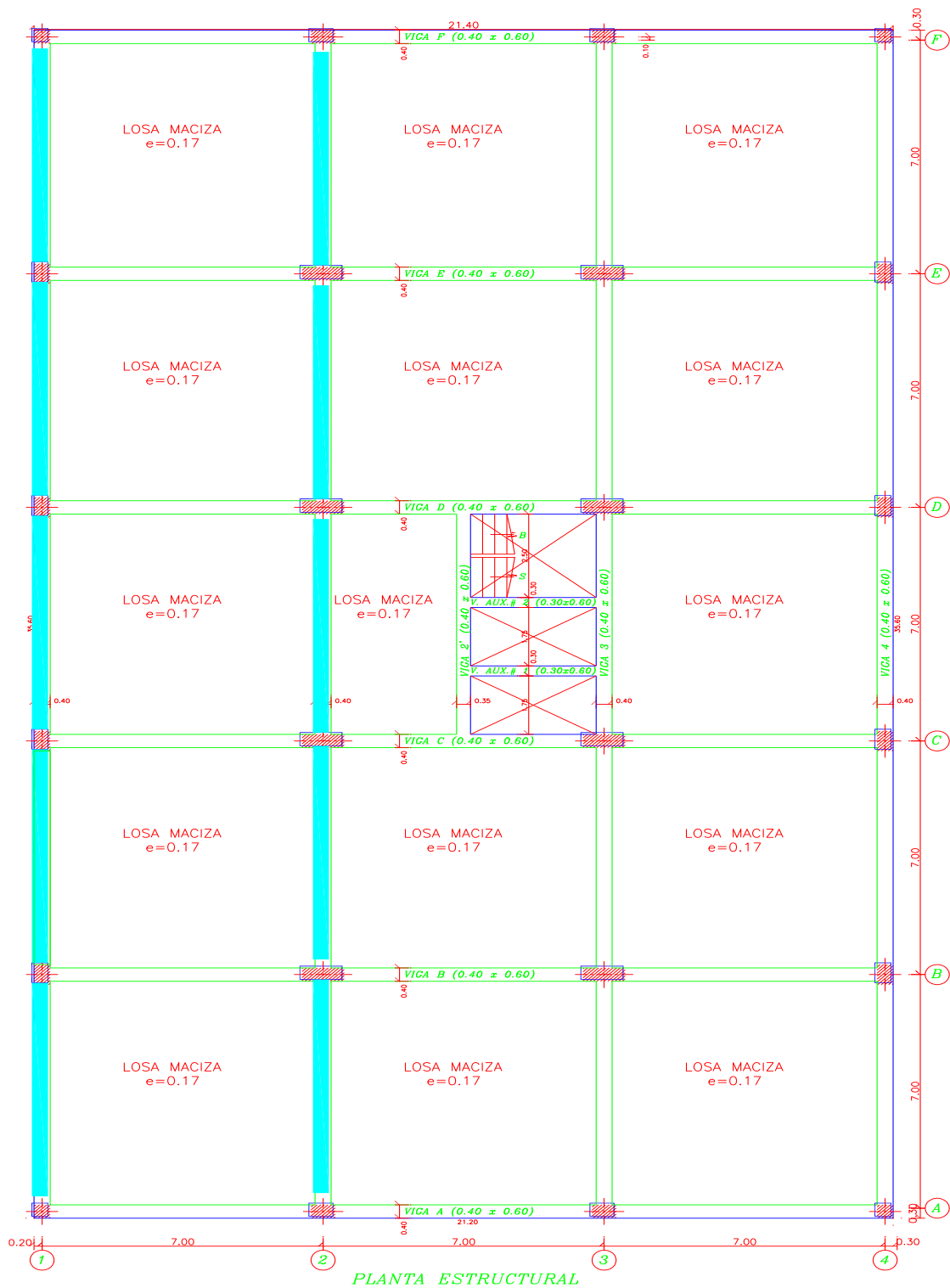


Figura 3.1. Vista en planta de los pórticos seleccionados para el análisis no lineal.

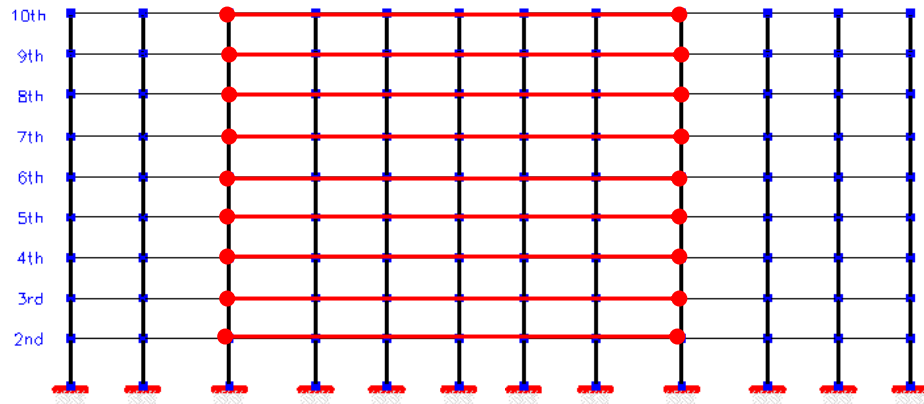


Figura 3.2. Configuración de los pórticos en el modelo matemático.

### **Material usado**

**UNIAXIAL:** Los materiales UNIAXIAL fueron utilizados a través del análisis en OpenSees. Este tipo de objeto define una relación uniaxial de esfuerzo-deformación para cada material. Las relaciones específicas esfuerzo-deformación, así como otras propiedades de comportamiento fueron definidas de acuerdo con los valores real esperados de los materiales utilizados en el diseño (en valores nominales se supone).

**CONCRETE02:** se utilizó el modelo concreto no confinado como el del hormigón confinado.

El material **STEEL01** fue empleado para modelar el comportamiento bilineal (con endurecimiento por deformación) del acero de refuerzo.

### **Sección Tipos**

Las secciones Fiber se utilizaron para representar el comportamiento real de las secciones del elemento. Cada fibra se le asignó uno de los materiales definidos previamente y es capaz de trazar su correspondiente relación esfuerzo-deformación. Para analizar la estructura, las fibras fueron "patched" para las secciones que representan el concreto no confinado y confinado, así como las filas de refuerzo de acero. La figura 3.3 muestra cómo un modelo de fibra representa una sección de la viga real.

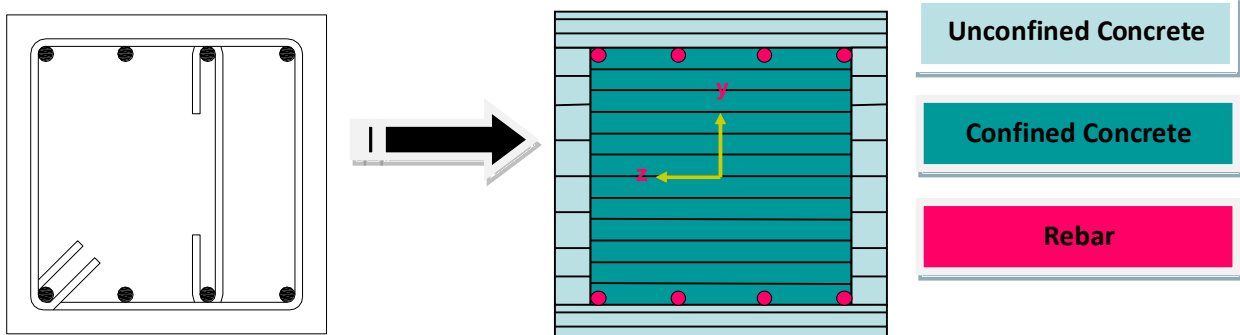


Figura 3.3. Representación de la sección de una viga utilizando Fiber.

### **Modelo de plasticidad distribuida**

Se utilizaron elementos tipo viga-columna con plasticidad distribuida de 5 puntos de integración. En los puntos de integración de cada elemento estructural se originaron secciones de fibras de acuerdo a los diseños estructurales.

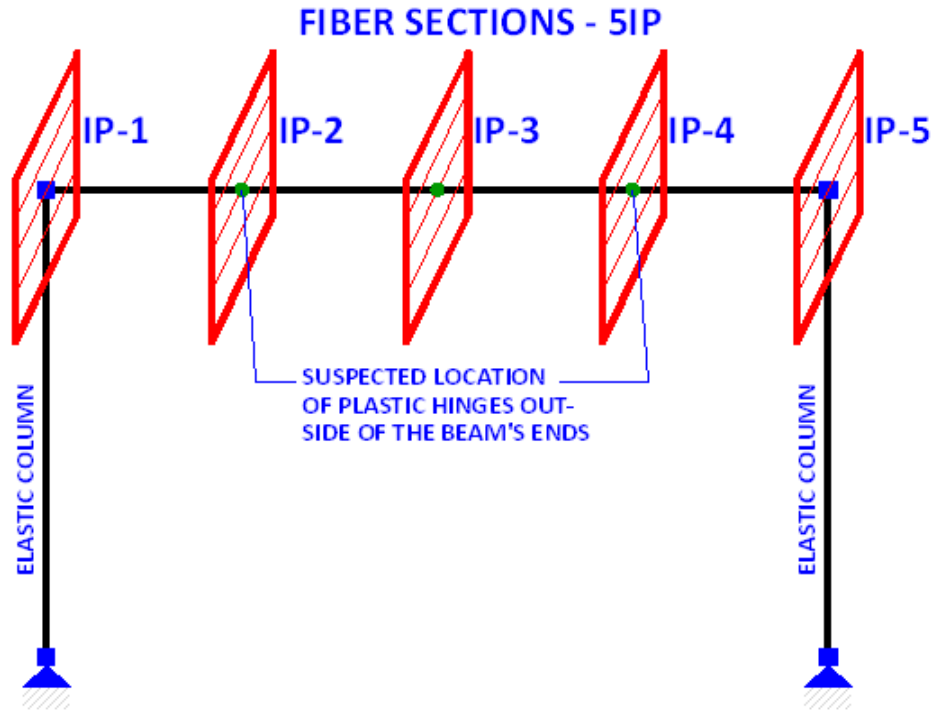


Figura 3.4. Modelo de plasticidad distribuida.

### **Restricción cinemática del diafragma rígido**

Los grados de libertad horizontal de cada piso son unificados a través de una restricción cinemática debido a la rigidez en el plano del sistema de entrepiso.

### **Transformación geométrica**

Se utilizó una transformación lineal para las vigas y tipo P- $\Delta$  para las columnas.

### **Manejo de las restricción cinemática**

Esto determina como se manejan las ecuaciones de restricción cinemática durante el análisis. Los grados de libertad libres de la estructura son separados de

la siguiente manera  $\mathbf{U} = \begin{pmatrix} \mathbf{U}_R \\ \mathbf{U}_C \end{pmatrix}$ , donde  $\mathbf{U}_R$  representa los grados de libertad retenidos y  $\mathbf{U}_C$  los condensados.

### **Método de transformación**

Transforma la matriz de rigidez condensando los grados de libertad con restricción cinemática, en este caso la ecuación de restricción puede ser escrita de la siguiente manera:  $(T^T K T^T) U_R = T^T R$ ; donde K es la matriz de rigidez, U representa los grados de libertad, R son las fuerzas resistentes y T es la matriz de transformación.

## **3.4 RIGIDEZ DEL CONCRETO CONFINADO.**

### **3.4.1 RESUMEN**

El estudio para lograr ductilidad de la estructura seleccionada se divide en tres partes:

Primera parte. Construcción y ejecución del modelo estructural mediante empuje Cuasi-estático.

Segunda parte. Determinación de ductilidad a nivel de material, de sección, y estructural.

Tercera parte. Diagrama de cortante nominal, y cortante máximo actuante.

#### **3.4.1.1 Primera Parte: Convención del Sistema de Ejes Coordinados**

A continuación se presentan los tres sistemas de ejes coordinados usados en el documento.

##### **3.4.1.1.1 Sistema Coordinado de Referencia**

El origen del sistema coordinado de referencia se situó en el punto de intersección del eje 1ª con el eje del primer nivel de piso (ver figura 3.6).

**Eje X.** Es el eje definido por el vector unitario I.

$$I = \frac{\overrightarrow{1A_1 1F_1}}{\left\| \overrightarrow{1A_1 1F_1} \right\|}$$

**Ecuación 3.1. Sistema Coordinado de Referencia Eje X**

Donde el subíndice 1 representa el primer nivel de piso del sistema estructural.

**Eje Y**, es el eje definido por el vector unitario J.

$$I = \frac{\overrightarrow{1A_1 1A_{10}}}{\left\| \overrightarrow{1A_1 1A_{10}} \right\|}$$

**Ecuación 3.2. Sistema Coordinado de Referencia Eje Y**

Donde los subíndices 1 y 10 representan, respectivamente, el primer y décimo nivel de piso del sistema estructural.

**Eje Z**. Es el eje definido por el vector unitario K.

$$K = I \times J$$

**Ecuación 3.3. Sistema Coordinado de Referencia Eje Z**

#### **3.4.1.1.2. Sistema de Ejes Globales**

El sistema de ejes globales xyz con origen en el nodo de partida de cada elemento se definió como sigue:

**Eje x**. Es el eje definido por I. Su vector unitario es: **i**.

**Eje y**. Es el eje definido por J. Su vector unitario es: **j**.

**Eje z**. Es el eje definido por K. Su vector unitario es: **k**.

#### **3.4.1.1.3. Sistema de Ejes Locales**

El sistema de ejes locales x'y'z' con origen en el nodo de partida de cada elemento se definió como sigue:

**Eje x'**. Es el eje longitudinal del elemento. Su vector unitario es: **i'**.

$$i' = \frac{\overrightarrow{I_{nodo} J_{nodo}}}{\left\| \overrightarrow{I_{nodo} J_{nodo}} \right\|}$$

**Ecuación 3.4. Vector Unitario del Eje X'**

Donde I<sub>nodo</sub> y J<sub>nodo</sub> representan los nodos de partida y de terminación del elemento, respectivamente.

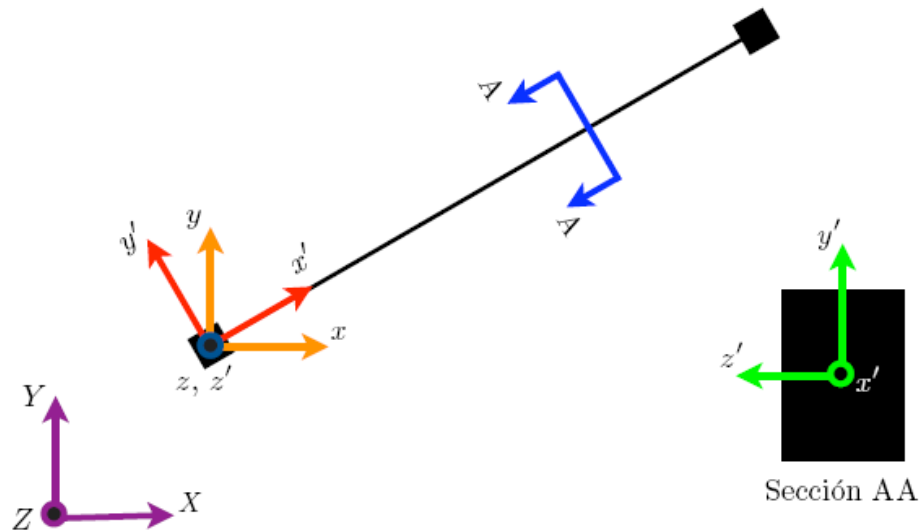


**Eje  $z'$ .** Es el eje definido por  $\mathbf{K}$ . Su vector unitario es:  $\mathbf{k}'$ .  
**Eje  $y'$ .** Es el eje definido por el vector unitario  $\mathbf{j}'$ .

$$\mathbf{j}' = \mathbf{k}' \times \mathbf{i}'$$

**Ecuación 3.5. Vector Unitario del Eje  $Y'$**

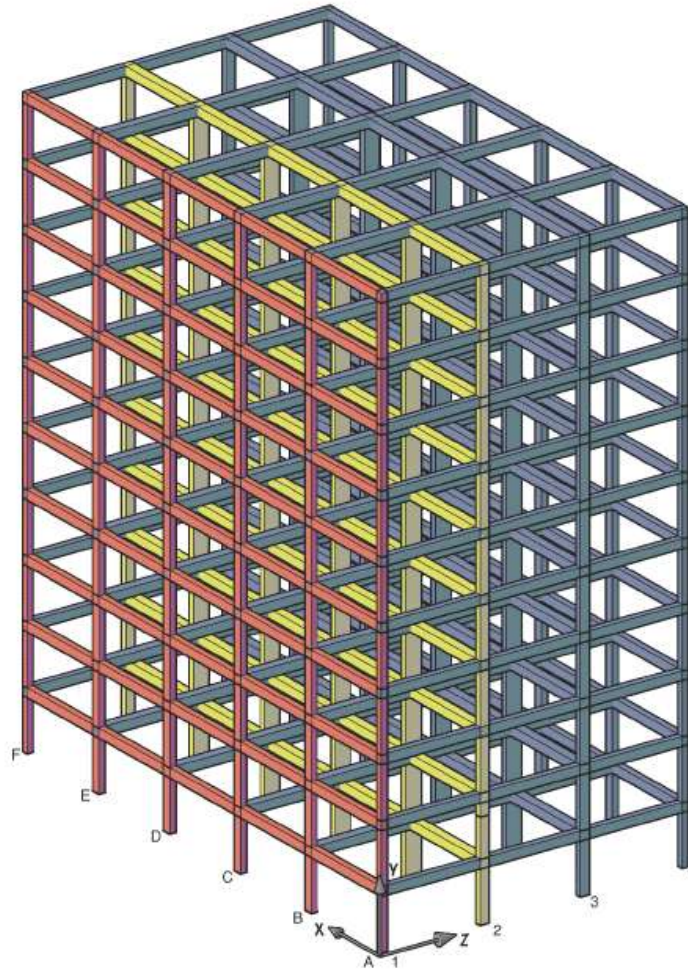
En la figura 3.5 se muestra un esquema de los tres sistemas de ejes coordenados usados en el documento.



**Figura 3.5. Esquema de los tres sistemas de ejes coordenados.**

#### **3.4.1.1.4 Descripción General del Modelo**

El sistema estructural escogido para la modelación en OpenSees se muestra en la figura 3.6.



**Figura 3.6. Estructura Seleccionada para la Modelación No-Lineal en OpenSees.**

El sistema estructural fue construido en OpenSees utilizando elementos y materiales de comportamiento no-lineal. La conexión entre los pórticos se consiguió mediante el uso de enlaces rígidos horizontales, para que el primer grado de libertad traslacional de cada nodo yacido sobre los ejes del 1A al 1F se restringieran con los de aquellos yacidos sobre los ejes del 2A al 2F, respectivamente (ver figura 3.7).

El sistema fue cargado con carga muerta y viva, según la combinación de carga  $F$ .

$$F = D + 0.5L$$

**Ecuación 3.6. Combinación de Carga  $F$**

Donde  $D$  representa carga muerta; y  $L$ , carga viva.

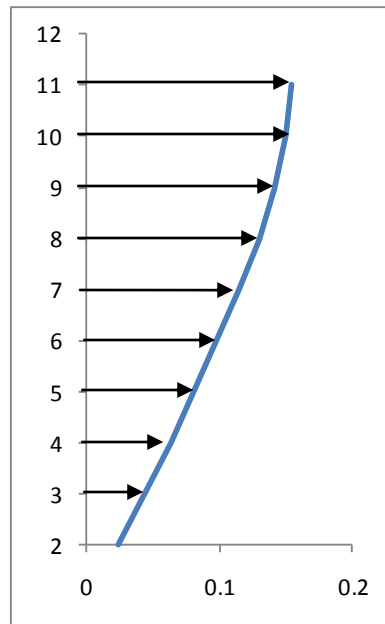
La carga muerta para los elementos estructurales fue definida en 24.00 kN/m<sup>3</sup>; y para los elementos no-estructurales, en 7.48 kN/m<sup>2</sup>. La carga viva fue especificada con 2.00 kN/m<sup>2</sup>.

El empuje lateral cuasi-estático fue efectuado mediante un patrón de carga aplicado en la dirección x sobre el eje 1A. Los patrones utilizados en cada análisis fueron:

Dos curvas de pushover fueron construidas durante la fase de estudio no lineal de la estructura, bajo los siguientes dos patrones de cargas:

**Patrón 1 (= P1).** La forma corresponde al primer modo de vibración del edificio en la dirección x, obtenido a partir de un modelo matemático construido en ETABS.

**Patrón 2 (= P2).** La forma corresponde a la de un rectángulo.



$$P_1 = \begin{bmatrix} 0.02350 \\ 0.04375 \\ 0.06310 \\ 0.08120 \\ 0.09755 \\ 0.1151 \\ 0.1298 \\ 0.1415 \\ 0.1498 \\ 0.1547 \end{bmatrix} \quad P_2 = \begin{bmatrix} 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \\ 0.1000 \end{bmatrix}$$

**Ecuación 3.7. Modo de Vibración del Edificio P<sub>1</sub> y a la de un Rectángulo P<sub>2</sub>**

#### **3.4.1.1.5 Lista de Secciones**

El listado puede ser dividido en dos partes:

**Lista 1.** La conforman las secciones cuyas etiquetas van de la 11 a la 18. Fueron utilizadas para la creación de las columnas.

**Lista 2.** La conforman las secciones cuyas etiquetas son 21 y 22. Fueron utilizadas para la creación de las vigas.

La figura 3.7 muestra sus localizaciones dentro del sistema estructural; y de la 3.8 a la 3.12, las características geométricas y mecánicas de cada una.

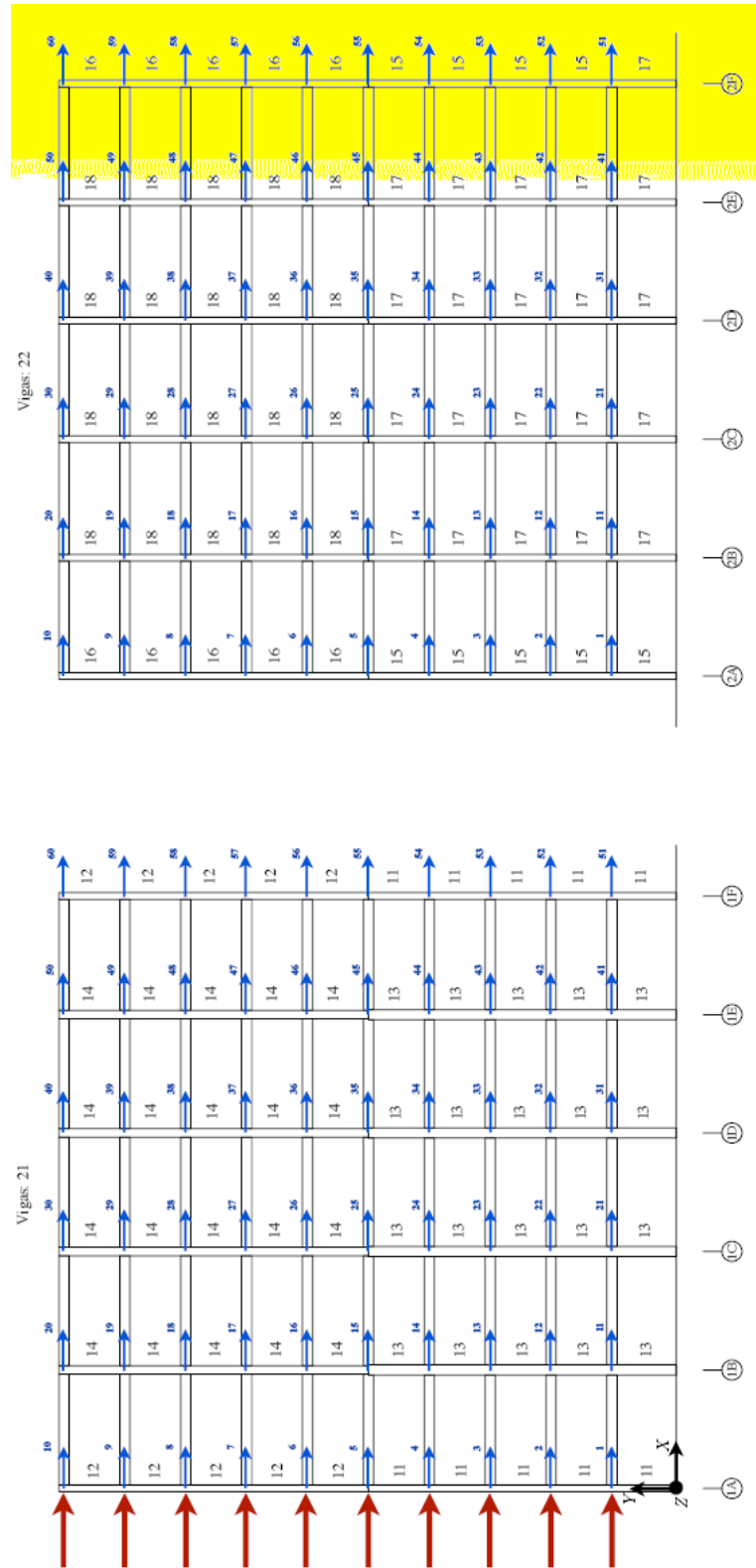


Figura 3.7. Sistema estructural para la modelación en OpenSees. En rojo, el patrón de carga aplicado. En azul, los pares de grados de libertad traslacionales restringidos.  
Nota: dos grados de libertad con misma etiqueta se refiere al par restringido

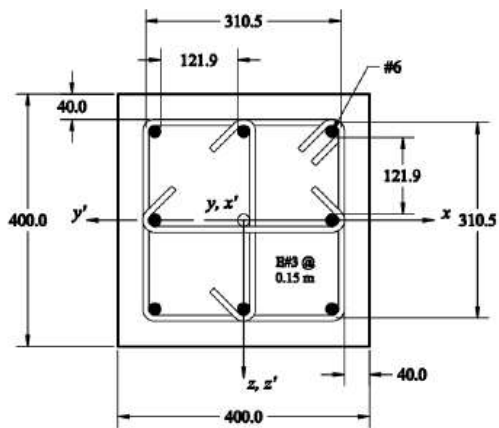


Figura 3.8 (a): Sección 11

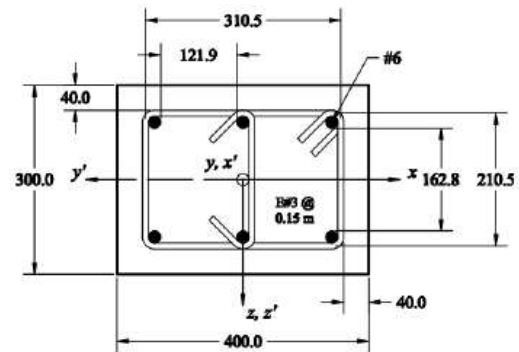


Figura 3.8 (b): Sección 12

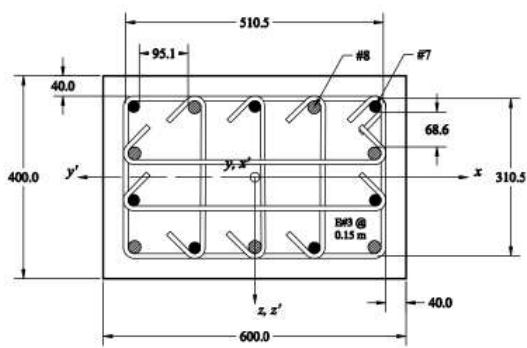


Figura 3.8 (c): Sección 13

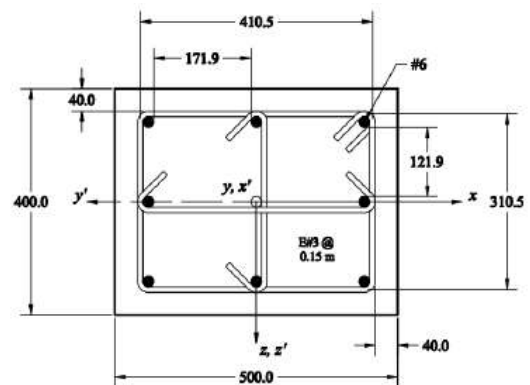


Figura 3.8 (d): Sección 14

Figura 3.8. Sistema estructural para la modelación en OpenSees, secciones de las columnas.

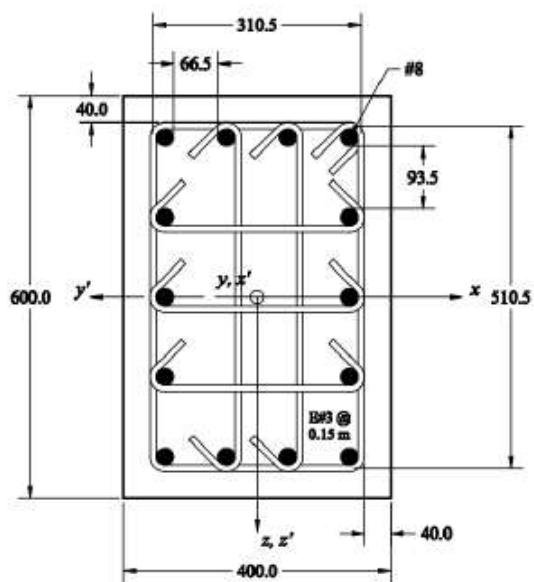


Figura 3.9 (a): Sección 15

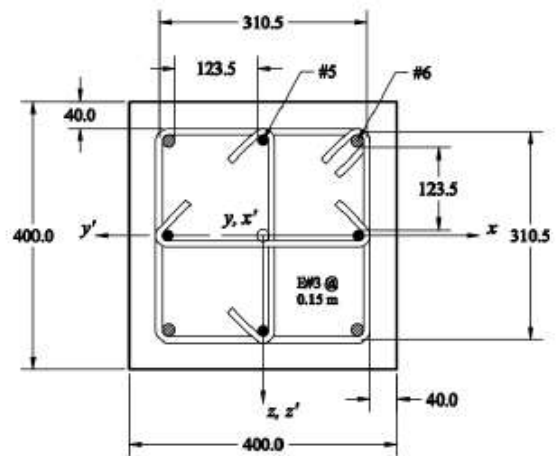


Figura 3.9 (b): Sección 16

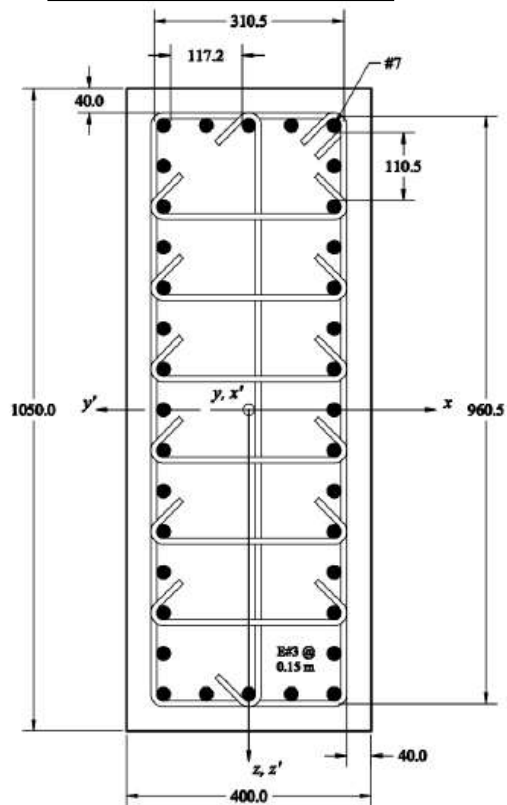


Figura 3.9 (c): Sección 17

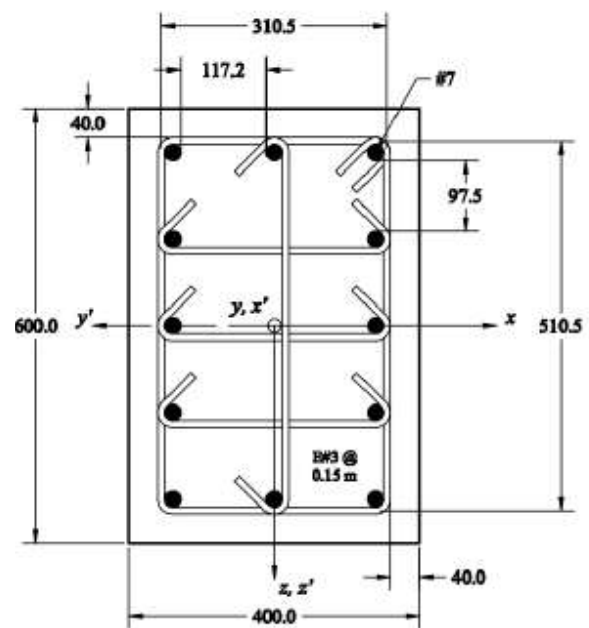


Figura 3.9 (d): Sección 18

Figura 3.9. Sistema estructural para la modelación en OpenSees.

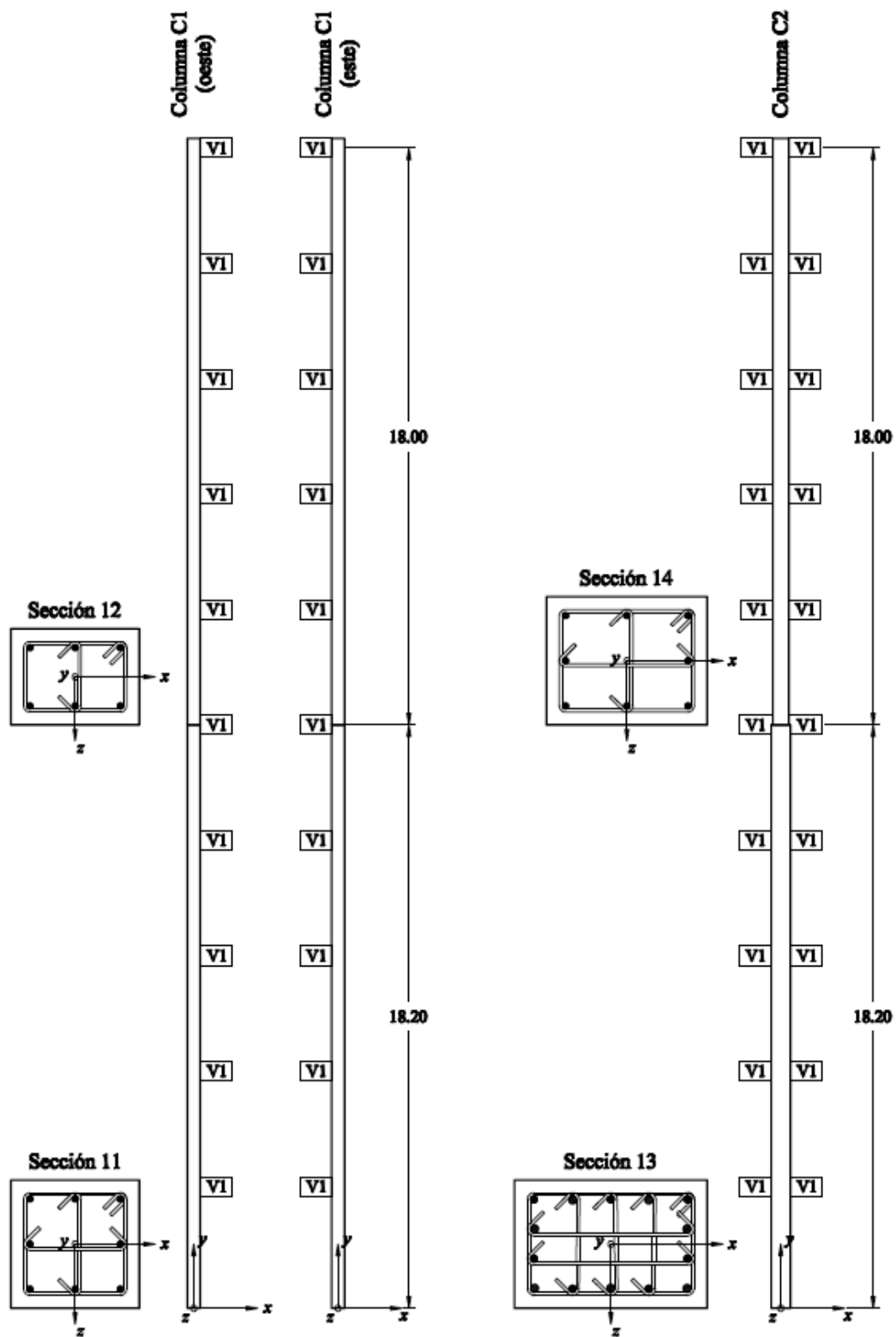


Figura 3.10. Columnas C1 y C2| Vista de Elevación (Unidades en m)



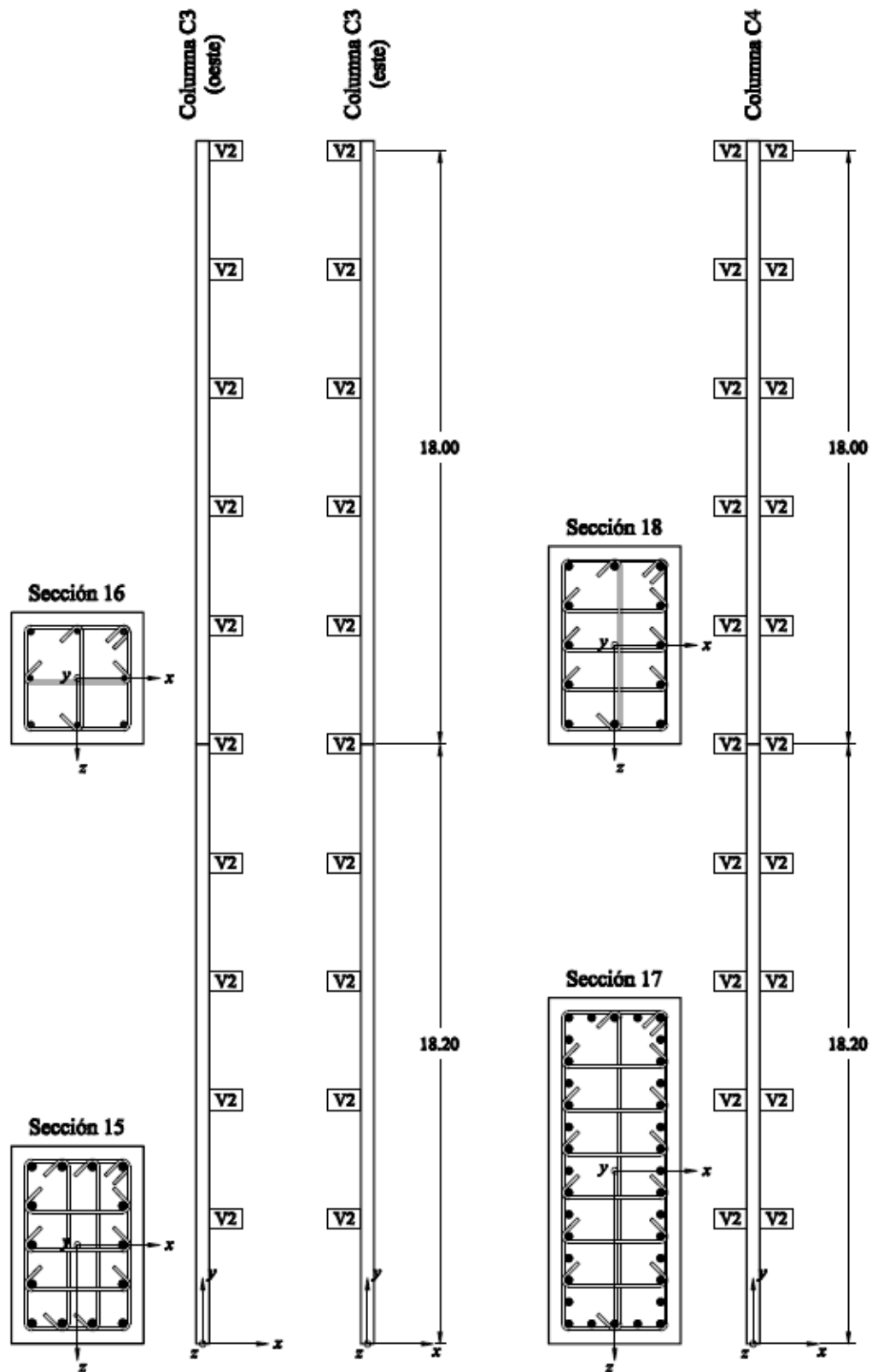


Figura 3.11. Columnas C3 y C4. Vista de Elevación (Unidades en m)

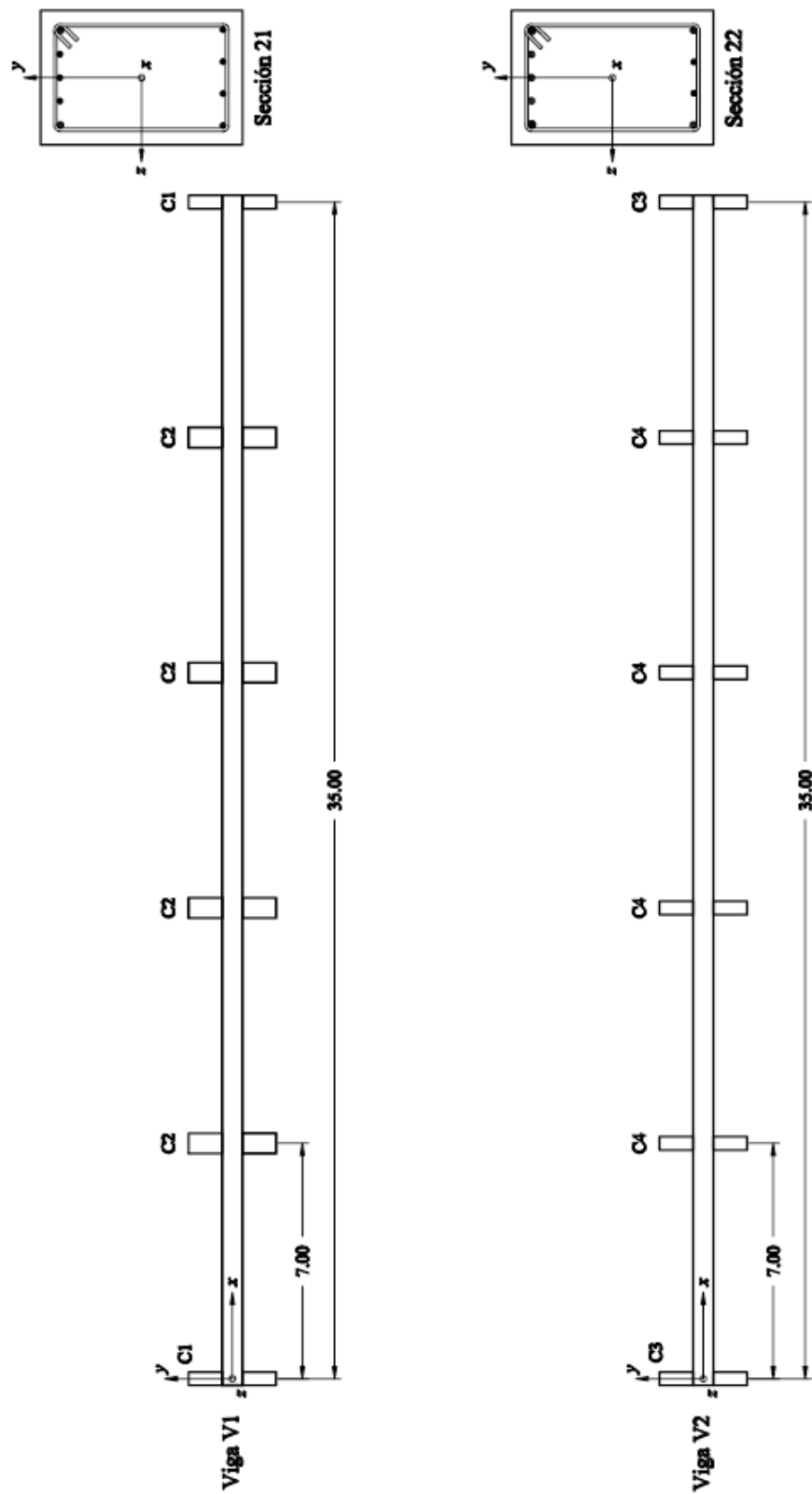


Figura 3.12. Vigas V1 y V2. Vista de Elevación (Unidades en m)

### 3.4.1.1.6 Lista de Materiales

En esta sección se definen las características mecánicas de los materiales empleados en el modelo.

#### 3.4.1.1.6.1 Concreto de 28 MPa

Se hizo distinción entre dos tipos de concreto: concreto inconfinado para el recubrimiento de las secciones; y concreto confinado para el núcleo de las secciones.

- **Concreto Inconfinado**

Se tomó la curva de esfuerzo-deformación propuesta por Popovics (1973):

$$f_{co}(\varepsilon_c) = \begin{cases} \frac{f'_{co} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{co}} \right)^n}{n-1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{co}} \right)^n} & \text{si } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon''_{co} \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases}$$

**Ecuación 3.8. Curva de Esfuerzo-Deformación propuesta por Popovics**

donde  $f_{co}$  representa el esfuerzo normal del concreto inconfinado (los esfuerzos de compresión son positivos);  $\varepsilon_c$ , la deformación longitudinal del concreto inconfinado;  $f'_{co}$ , el esfuerzo normal máximo (a compresión) del concreto inconfinado ( $f'_{co}= 28$  MPa);  $\varepsilon'_{co}$ , la deformación longitudinal del concreto inconfinado en donde se obtiene el esfuerzo normal máximo;  $\varepsilon''_{co}$ , la deformación longitudinal ultima del concreto inconfinado; y  $n$ , un factor que controla las pendientes de ascenso y descenso en la curva de esfuerzo-deformación, dada por:

$$n = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{co}}{\varepsilon'_{co}}}$$

**Ecuación 3.9. Factor de Control de las Pendientes de Ascenso y Descenso en la Curva de Esfuerzo-Deformación.**

Donde  $E_c$  representa el módulo de Young inicial del concreto, tomado como:

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$$

**Ecuación 3.10. Modulo de Young Inicial del Concreto.**

Expresión sugerida por Mander et al (1988).

La deformación longitudinal del concreto inconfinado en donde se obtiene el esfuerzo normal máximo,  $\varepsilon'_{co}$ , viene dada por:

$$\varepsilon'_{co} = \frac{f'_{co}}{E_c} \left( \frac{0.8 + 0.058f'_{co}}{0.058f'_{co} - 0.2} \right)$$

**Ecuación 3.11. Deformación longitudinal del concreto inconfinado.**

Según Collins y Mitchell (1991).

Mander et al (1988) sugieren que la deformación longitudinal última (efectiva) del concreto inconfinado,  $\varepsilon''_{co}$ , puede tomarse como:

$$\varepsilon''_{co} = 2\varepsilon'_{co}$$

**Ecuación 3.12. Deformación Longitudinal Última (Efectiva) del Concreto Inconfinado.**

Nota:  $f''_{co}$  es el esfuerzo normal último del concreto inconfinado.

- **Concreto Confinado.**

Se tomó la curva de esfuerzo-deformación propuesta por Popovics (1973) definida con los parámetros sugeridos por Mander et al (1988):

$$f_{cc}(\varepsilon_c) = \begin{cases} \frac{f'_{cc} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \right)^r}{r - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \right)^r} & \text{si } 0 < \varepsilon_c < \varepsilon'_{cc} \\ 0 & \text{en otro caso} \end{cases}$$

**Ecuación 3.13. Curva de Esfuerzo-Deformación propuesta por Mander et al.**

Donde  $f_{cc}$  representa el esfuerzo normal del concreto confinado (los esfuerzos de compresión son positivos);  $\varepsilon_c$ , la deformación longitudinal del concreto confinado;  $f'_{cc}$ , el esfuerzo normal máximo (a compresión) del concreto confinado;  $\varepsilon'_{cc}$ , la deformación longitudinal del concreto confinado en donde se obtiene el esfuerzo normal máximo;  $\varepsilon''_{cc}$ , la deformación longitudinal última del concreto confinado; y  $r$ , un factor que controla las pendientes de ascenso y descenso en la curva de esfuerzo-deformación, dada por:

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}}}$$

**Ecuación 3.14. Factor de Control de las Pendientes de Ascenso y Descenso en la Curva de Esfuerzo-Deformación.**

Donde  $E_c$  es el módulo de Young del concreto, definido en el apartado anterior. Las expresiones para  $f'_{cc}$ ,  $\varepsilon'_{cc}$  y  $\varepsilon''_{cc}$  fueron definidas a partir del siguiente procedimiento:

Investigaciones pasadas han sugerido que la resistencia axial de un cilindro de concreto simple presionado lateralmente por un fluido hidrostático puede ser sencillamente representada por la expresión (Mander et al, 1988):

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_1$$

**Ecuación 3.15. Resistencia Axial de un Cilindro de Concreto Simple Presionado Lateralmente por un Flujo Hidrostático**

Donde  $f'_{cc}$  representa la resistencia axial por confinamiento;  $f'_{co}$ , la resistencia axial inconfiada;  $k_1$ , un coeficiente que es función de la mezcla del concreto y la

presión lateral; y  $f_l$ , la presión lateral ejercido por el fluido hidrostático sobre las paredes del cilindro.

Para secciones rectangulares, esta expresión puede ser reemplazada por:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 \min \{f_{1y}, f_{1z}\}$$

**Ecuación 3.16. Resistencia Axial de un Rectángulo de Concreto Simple Presionado Lateralmente por un Flujo Hidrostático**

Donde  $f_{1y}$  y  $f_{1z}$  representan, respectivamente, la presión lateral ejercido por el fluido hidrostático sobre las paredes del cilindro en las direcciones  $y'$  y  $z'$ .

Para determinar  $f_{1y}$  y  $f_{1z}$ , Mander et al (1988) propusieron las siguientes dos expresiones:

$$f_{1y} = k_e \left( \frac{A_{sy}}{s d_c} f_{ye} \right)$$

$$f_{1z} = k_e \left( \frac{A_{sz}}{s b_c} f_{ye} \right)$$

**Ecuación 3.17. Presión Lateral ejercida por el Fluido Hidrostático sobre las paredes del Cilindro en las Direcciones  $y'$  y  $z'$  respectivamente.**

Donde  $k_e$  representa el coeficiente de confinamiento efectivo, dado por:

$$k_e = \left( 1 - \frac{1}{6 b_c d_c} \sum_{i=1}^n w_i^2 \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) \left( 1 - \frac{A_s^{long}}{b_c d_c} \right)^{-1}$$

**Ecuación 3.18. Coeficiente de Confinamiento Efectivo.**

$A_{sy}$  y  $A_{sz}$ , el área transversal total de los estribos que corren en dirección  $y'$  y  $z'$ , respectivamente;  $s$ , el espaciamiento centro a centro entre estribos adyacentes en la dirección  $x'$ ;  $f_{ye}$ , el esfuerzo normal de fluencia de los estribos;  $s'$ , el espaciamiento libre entre estribos adyacentes en la dirección  $x'$ ;  $b_c$  y  $d_c$ , las dimensiones del núcleo en las direcciones  $y'$  y  $z'$ , respectivamente;  $w$ , el espaciamiento libre entre las barras longitudinales que tienen estribos; y  $A_s^{long}$ , el área transversal total de las barras longitudinales.

Para determinar  $k_1$ , Saatcioglu y Razvi (1992) propusieron la expresión experimental:

$$k_1 = 6.7 \min \{f_{ly}, f_{lz}\}^{-0.17}$$

**Ecuación 3.19.  $k_1$ .**

Donde  $f_{ly}$  y  $f_{lz}$  están dados en MPa.

Según Richart et al. (1928), la deformación longitudinal en donde se obtiene la resistencia axial del concreto confinado,  $\varepsilon'_{cc}$ , viene dada por:

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

**Ecuación 3.20. Deformación Longitudinal.**

Donde  $\varepsilon'_{co}$  representa la deformación longitudinal en donde se obtiene la resistencia axial del concreto confinado.

La deformación longitudinal última del concreto confinado,  $\varepsilon''_{cc}$ , se tomó como (Qi y Moehle, 1991):

$$\varepsilon''_{cc} = 0.004 + 0.1 \rho'_{cc} \frac{f_{ye}}{f'_{cc}} \leq 0.02$$

**Ecuación 3.21. Deformación Longitudinal Última del Concreto Confinado.**

Donde  $\rho'_{cc}$  representa la proporción volumétrica entre el refuerzo de confinamiento y el concreto confinado en un elemento de concreto reforzado de longitud unitaria; y 0.02 es un límite conservador propuesto.

Nota:  $f'_{cc}$  es el esfuerzo normal último del concreto confinado.

#### **3.4.1.1.6.2 Acero de 420 MPa**

La curva de esfuerzo-deformación fue definida mediante una función bi-lineal con simetría en las regiones de tracción y compresión (ver figura 3.13):

$$f_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} mE_s(\varepsilon_s + \varepsilon_y) - f_y, & \text{si } \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s E_s & \text{si } -\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ mE_s(\varepsilon_s - \varepsilon_y) + f_y & \text{si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

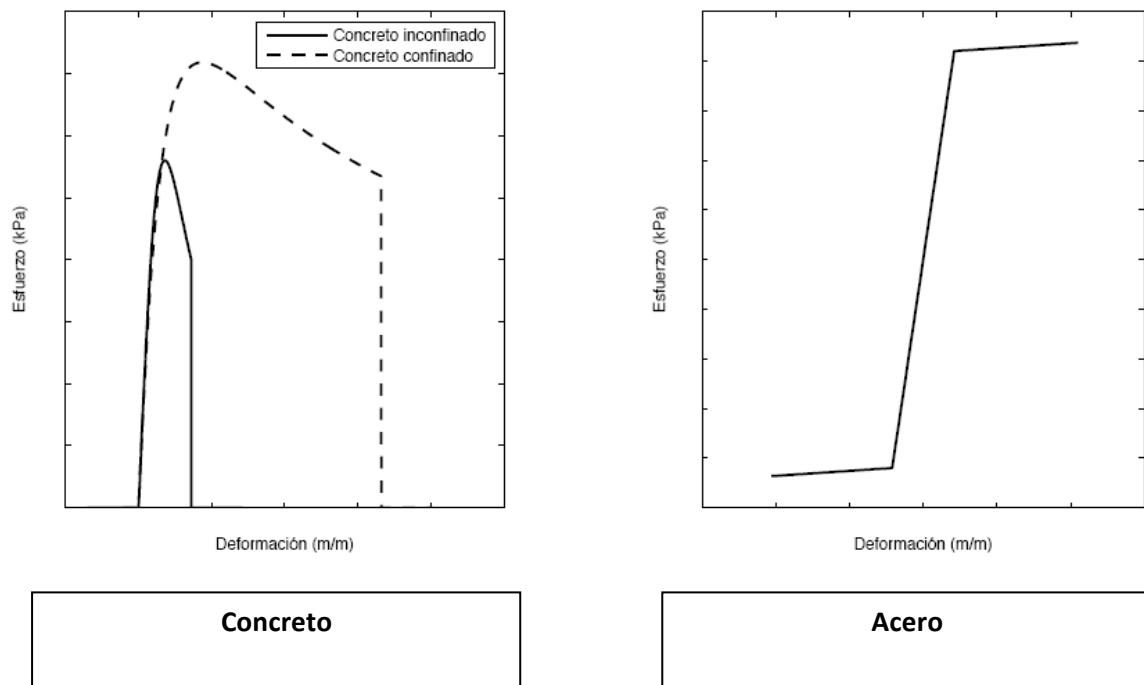
**Ecuación 3.22. Función Bi-lineal de la Curva de Esfuerzo-Deformación.**

Donde  $f_s$  representa el esfuerzo normal del acero (los esfuerzos de tracción son positivos);  $E_s$ , el modulo de Young en la zona elástica del acero ( $E_s= 200\ 000$  MPa);  $\varepsilon_s$ , la deformación longitudinal del acero;  $f_y$ , el esfuerzo normal de fluencia del acero ( $f_y= 420$  MPa);  $\varepsilon_y$ , la deformación longitudinal de fluencia del acero, dado por:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

**Ecuación 3.23. Deformación Longitudinal de Fluencia del Acero.**

Y por **m**, un factor porcentual de endurecimiento de nido como la proporción entre el módulo de Young en la zona plástica y el módulo de Young en la zona elástica del acero (**m** = 0:01).



**Figura 3.13. Curva de Esfuerzo – Deformación del Concreto y Acero**

#### 3.4.1.2 Segunda Parte: Ductilidad a Nivel de Material

La ductilidad del concreto,  $\mu_c^{(1)}$ , fue definido como:



$$u_c^{(1)} = \frac{\varepsilon_{cc}''}{\varepsilon_{cc}'}$$

**Ecuación 3.24. Ductilidad del Concreto.**

La ductilidad del acero,  $\mu_s^{(1)}$ , como:

$$u_s^{(1)} = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_y}$$

**Ecuación 3.25. Ductilidad del Acero.**

Donde  $\varepsilon_{su}$  representa la deformación longitudinal última del acero.

Los valores de ductilidad a nivel de material se presentan en la tabla 3.1. El súper índice de  $\mu^{(1)}$  representa “a nivel de material”.

#### **3.4.1.2.1 Ductilidad a Nivel de Sección**

La ductilidad a nivel de sección,  $\mu^{(2)}$ , se definió como:

$$u^{(2)} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

**Ecuación 3.26. Ductilidad del Acero.**

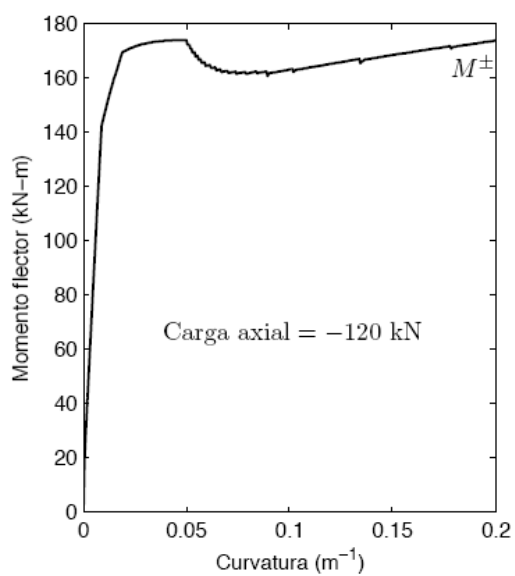
Donde  $\phi_u$  representa la curvatura última en la gráfica de momento-curvatura; y  $\phi_y$ , la curvatura de fluencia.

Para determinar  $\phi_y$ , la gráfica de momento-curvatura fue bilinealizada con el fin de tomar  $\phi_y$  como la abscisa del punto en donde se interceptan las dos rectas.

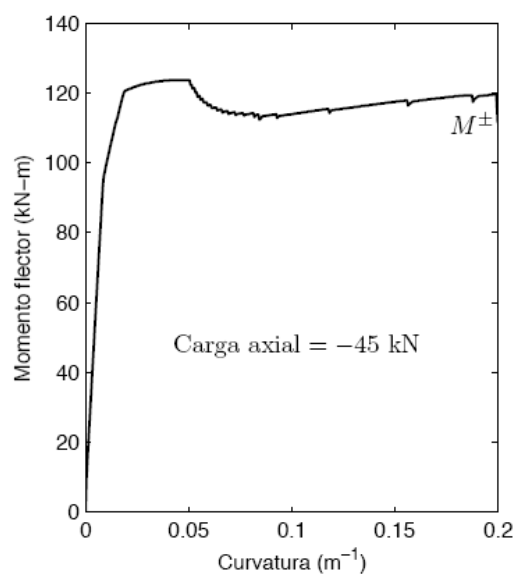
Las gráficas de momento-curvatura se muestran de la figura 3.14 a la 3.18. Los valores de ductilidad a nivel de sección se presentan en la tabla 3.2.

Material	Sección	Numerador	Denominador	u <sup>(1)</sup>
Concreto	11	0.0100	0.00384	2.60
	12	0.0100	0.00343	2.92
	13	0.0100	0.00433	2.31
	14	0.0100	0.00346	2.89
	15	0.0100	0.00435	2.30
	16	0.0100	0.00382	2.62
	17	0.0100	0.00411	2.43
	18	0.0100	0.00420	2.38
	21	0.00820	0.00216	3.80
	22	0.00820	0.00217	3.78
Acero	--	0.1000	0.00210	47.61

**Tabla 3.1 Valores de Ductilidad a Nivel de Material.**

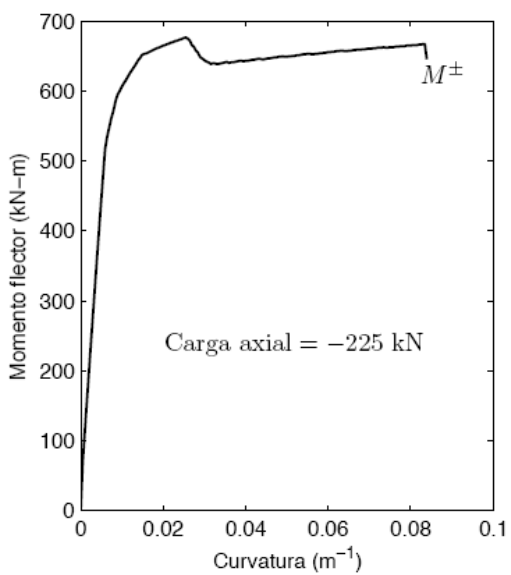


**Sección 11**

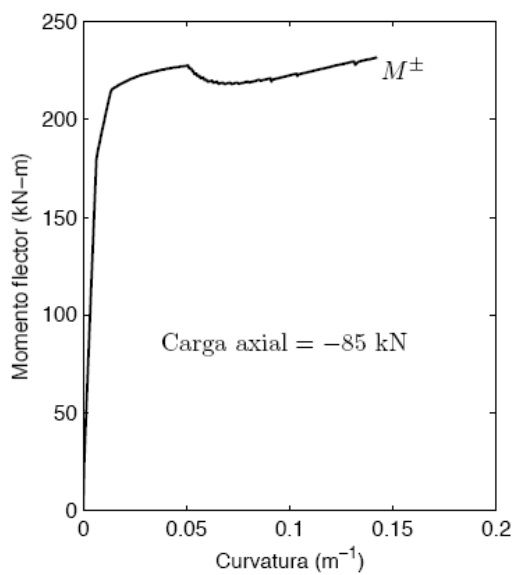


**Sección 12**

**Figura 3.14. Momento – Curvatura de la Sección 11 y 12**

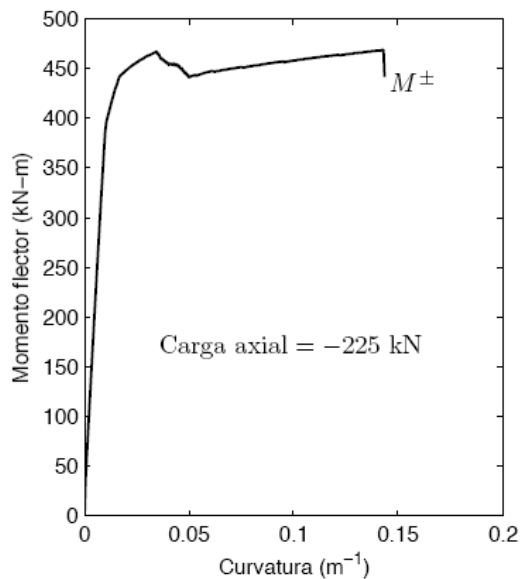


**Sección 13**

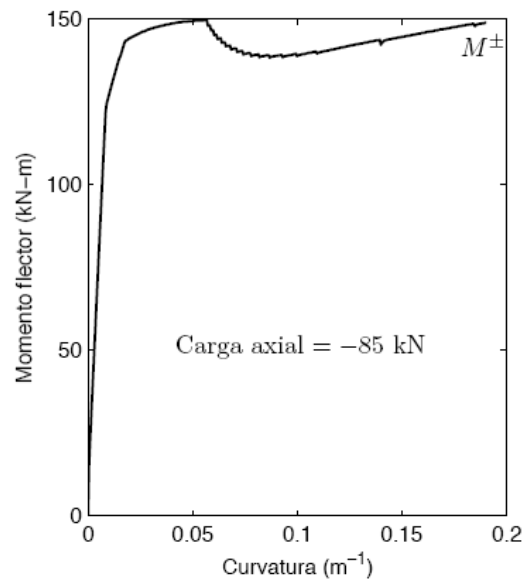


**Sección 14**

**Figura 3.15. Momento – Curvatura de la Sección 13 y 14**

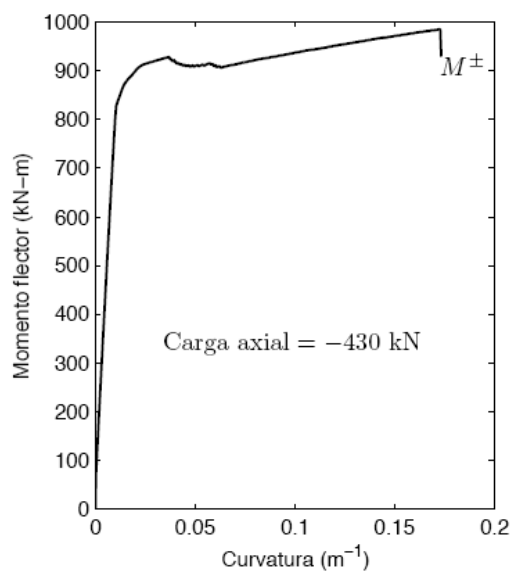


**Sección 15**

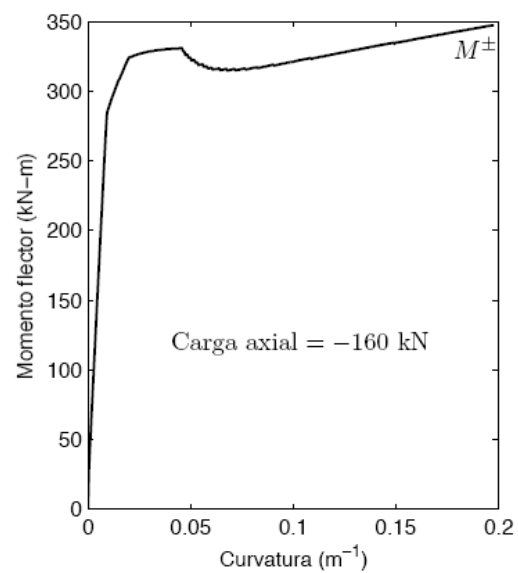


**Sección 16**

**Figura 3.16. Momento – Curvatura de la Sección 15 y 16**

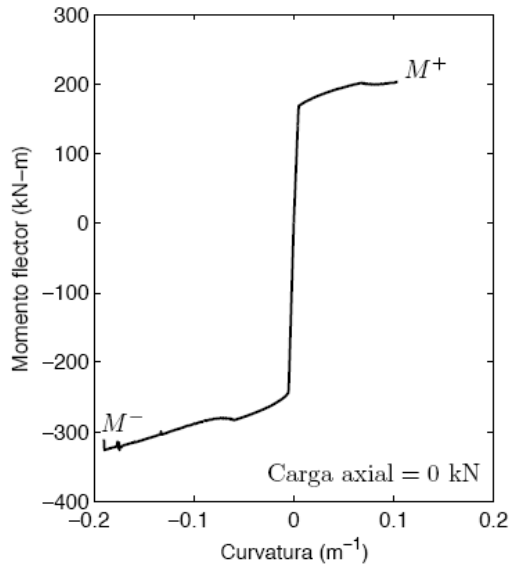


**Sección 17**

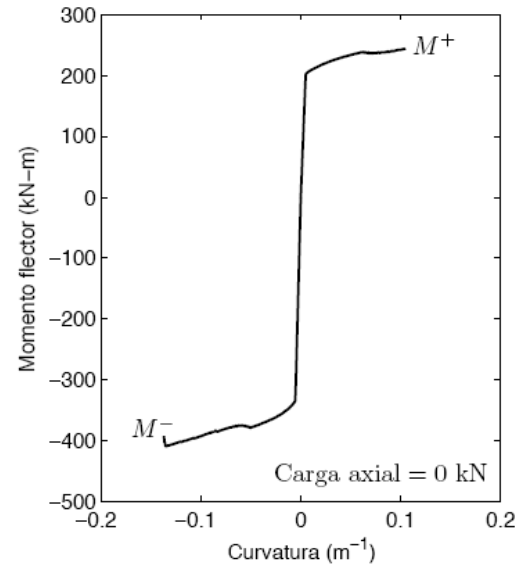


**Sección 18**

**Figura 3.17. Momento – Curvatura de la Sección 17 y 18**



**Sección 21**



**Sección 22**

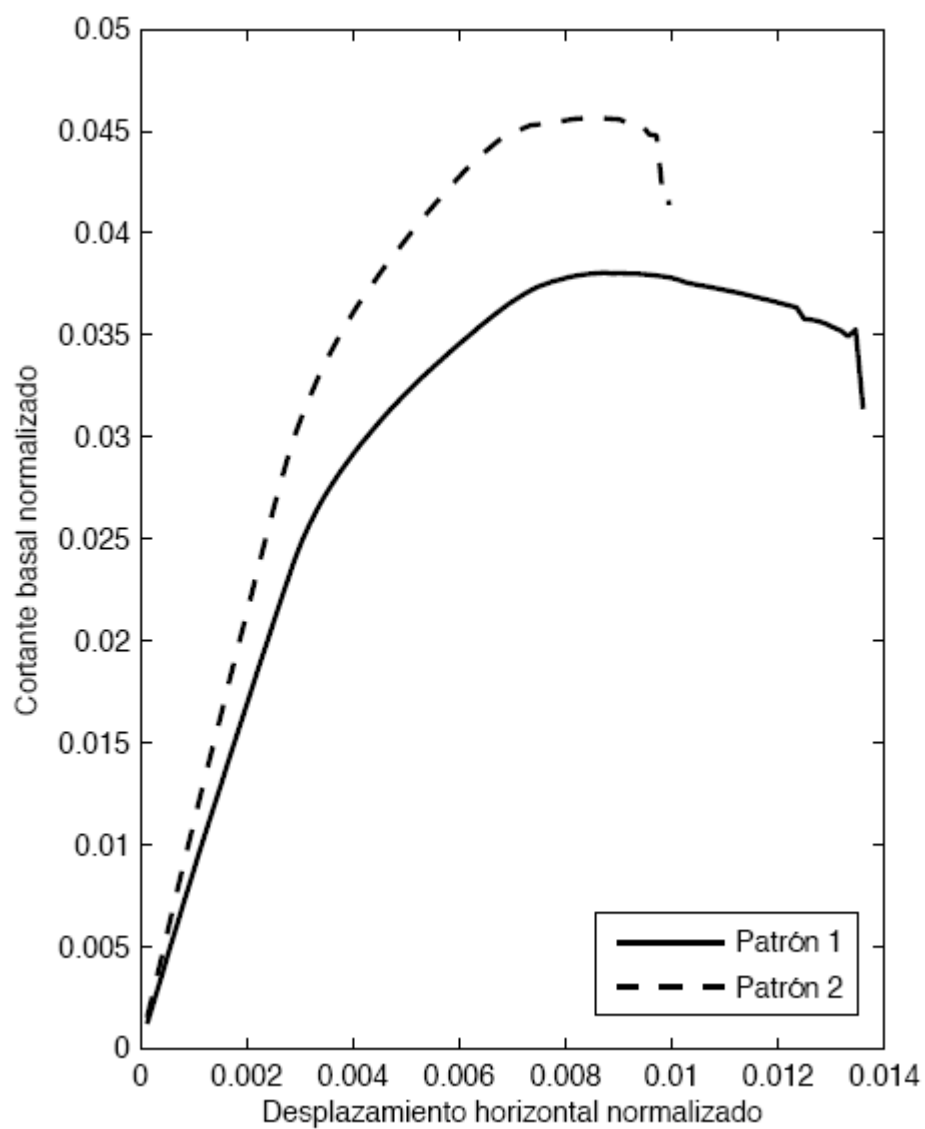
**Figura 3.18. Momento – Curvatura de la Sección 21 y 22**

Sección	$\phi_u$	$\phi_y$	$u^{(2)}$
11	0.200	0.0109	18.3
12	0.199	0.0110	18.1
13	0.0835	0.00846	9.87
14	0.143	0.00898	15.9
15	0.143	0.0120	11.9
16	0.191	0.0112	17.1
17	0.173	0.0128	13.5
18	0.198	0.0118	16.8
21	0.105	0.00500	(+) 21.0
	0.190		(-) 38.0
22	0.105	0.00500	(+) 21.0
	0.136		(-) 27.2

**Tabla 3.2 Valores de Ductilidad a Nivel de Sección.**

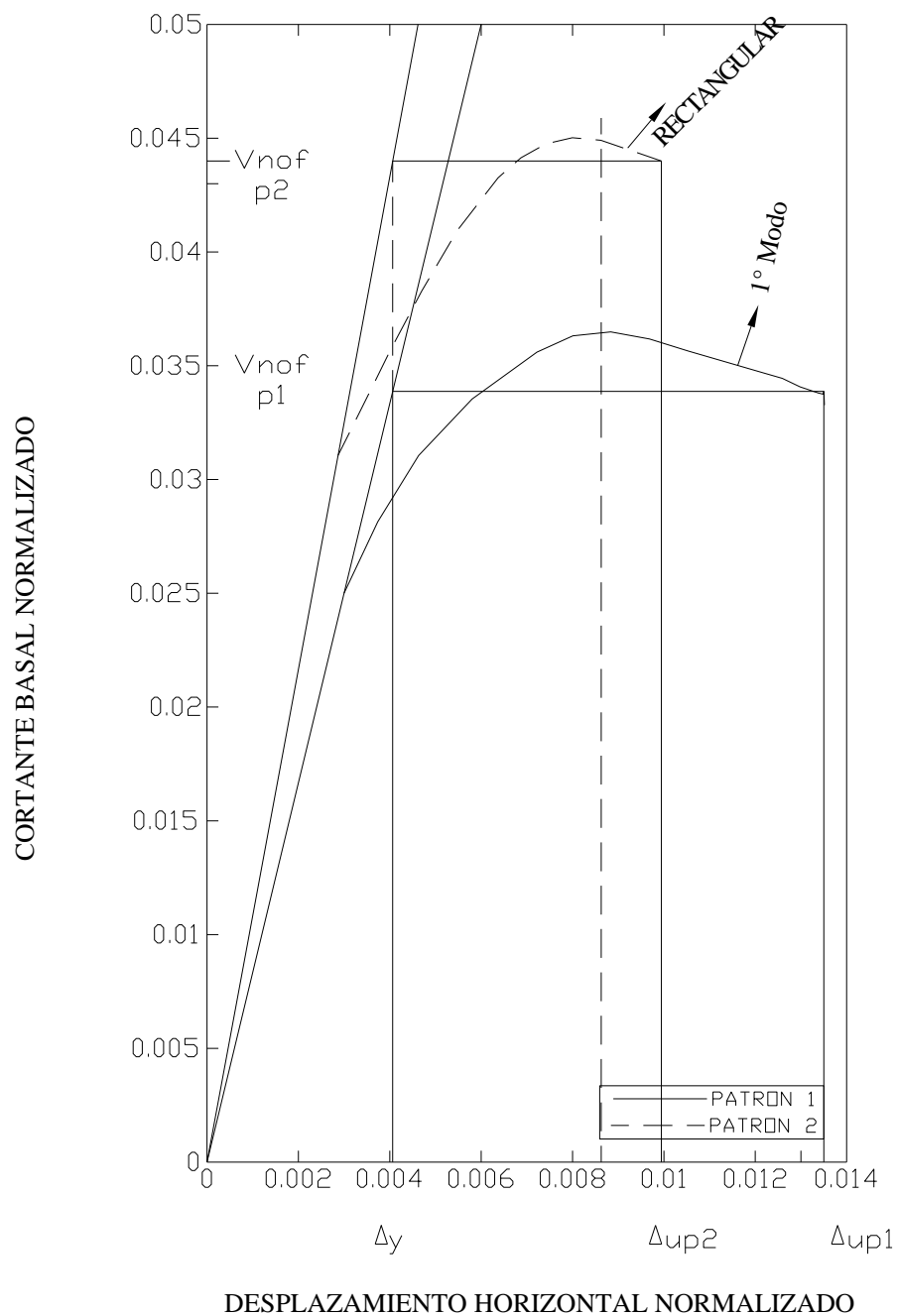
#### 3.4.1.2.2 Ductilidad a Nivel Estructural

El patrón de carga 1 corresponde al primer modo de vibración del edificio en la dirección x, el patrón de forma 2 corresponde a una forma rectangular.



**Figura 3.19. Curvas de Empuje Progresivo para los Patrones de Carga 1 y 2.**

La figura 3.19 consigna las curvas de empuje progresivo, **Pushover**. Los ejes cartesianos fueron normalizados con el peso (37700 KN) y la altura total (36 m) de la edificación.



**Figura 3.20. Desplazamientos y Cortantes basales obtenidos a partir de las Curvas de Empuje Progresivo para los Patrones de Carga 1 y 2**

- **Desplazamientos horizontales normalizados:**

$$\Delta_y = 0.004$$

$$\Delta_{UP1} = 0.0135$$

$$\Delta_{UP2} = 0.0100$$

- **Ductilidad a nivel estructural:**

$$\mu_{P1}=0.0135/0.004=3.38$$

$$\mu_{P2}=0.0100/0.004=2.50$$

### 3.4.1.3. Tercera Parte

En esta última parte se presentan los diagramas de cortante nominal y máximo actuante de las columnas, vigas y pórticos (ver figuras de la 3.21 a la 3.23).

#### 3.4.1.3.1 Determinación del Cortante Nominal

Según el reglamento NSR-10, el cortante nominal de una sección,  $V_n$ , está dada por:

$$V_n = V_c + V_s = 0.17\lambda\sqrt{f'_{co}}b_wd + \frac{A_vf_yd}{s}$$

**Ecuación 3.27. Cortante Nominal de una Sección.**

Donde  $V_c$  representa el cortante nominal suministrado por el concreto;  $V_s$ , el cortante nominal suministrado por el acero;  $f'_{co}$ , la resistencia axial del concreto confinado, dado en MPa, así como también, su término asociado;  $b_w$ , el ancho del alma;  $d$ , la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción;  $A_v$ , el área transversal del refuerzo a cortante dentro de una distancia  $s$ ;  $f_y$ , el esfuerzo normal de fluencia del refuerzo a cortante; y  $s$ , el espaciamiento del refuerzo a cortante.

Como cada sección cuenta con estribos #3 de 420 MPa, y  $f'_{co} = 28$  MPa, entonces la ecuación 3.27 puede ser reducida a:

$$V_n = 29.7d \left[ 29.7b_w + \frac{n}{s} \right]$$

**Ecuación 3.28. Cortante Nominal de una Sección.**

Donde  $n$  representa el número de ramas de estribos paralelos al eje local  $y'$ . Las unidades básicas de la ecuación son m y kN.

Para columnas,  $s = 0.20$  m; y para vigas,  $s = 0.25$  m.

#### 3.4.1.3.2 Determinación del Cortante Máximo Actuante

El cortante máximo actuante de las columnas,  $V_{(max)}^{(1)}$ , viene dada por la función:



$$V_{m\acute{a}x}^{(1)}(x) = \frac{2M_{pu}}{L} \left| \begin{matrix} x = L \\ x = 0 \end{matrix} \right.$$

**Ecuación 3.29. Cortante Máximo Actuante de las Columnas.**

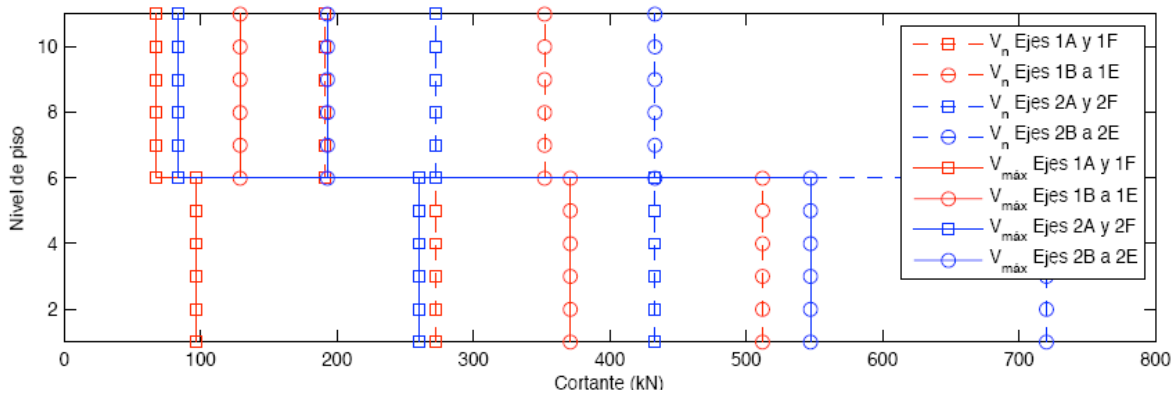
Donde x representa el tramo de evaluación a partir del nodo de partida; M<sub>pu</sub>, el momento plástico último de la sección columna, obtenido de las gráficas de momento-curvatura correspondientes; y L, la longitud de la columna (L:= 3:60 m). El cortante máximo actuante de las vigas, V<sub>(max)</sub><sup>(1)</sup>, está dada por:

$$V_{m\acute{a}x}^{(2)}(x) = -wx + \frac{wL}{2} - \frac{M_{pu}^{+} + M_{pu}^{-}}{L} \left| \begin{matrix} x = L \\ x = 0 \end{matrix} \right.$$

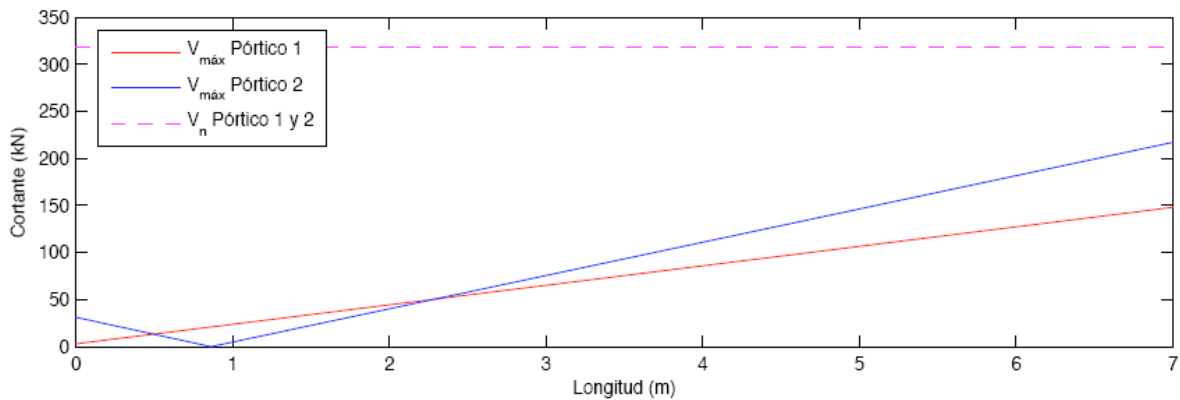
**Ecuación 3.30. Cortante Máximo Actuante de las Vigas.**

Donde x representa el tramo de evaluación a partir del nodo de partida; w, la carga rectangular aplicada a lo largo de la viga; L, la longitud de la viga (L= 7:00 m); M<sub>pu</sub><sup>+</sup> y M<sub>pu</sub><sup>-</sup>, el momento plástico último positivo y negativo de la sección viga, respectivamente, obtenido de las gráficas de momento-curvatura correspondientes.

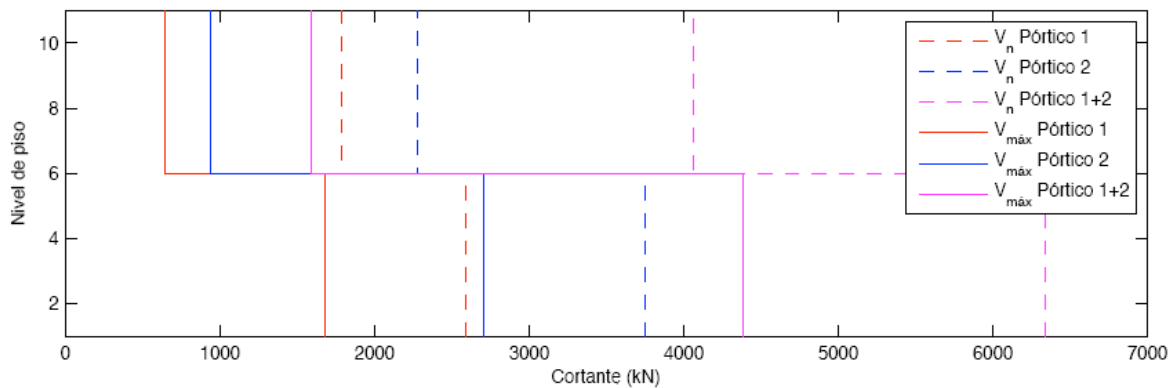
Para las vigas del pórtico 1, w = 20:7 kN/m; y para las vigas del pórtico 2, w = 35:4 kN/m.



**Figura 3.21. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante - Columnas**



**Figura 3.22. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante - Vigas**



**Figura 3.23. Diagrama de Cortante Nominal y Máximo Actuante – Pórticos**

### 3.4.1.3.3 Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía: $R$ .

Con base en la gráfica 3.20, se pueden determinar los valores del coeficiente de capacidad de energía,  $R$ , para el edificio modelo utilizado en el estudio.

El valor del espectro de aceleraciones de diseño,  $S_a$ , para el edificio modelo es 0.058g.

Coeficientes de capacidad de disipación de energía:

$$R = S_{aT1} / V_{Normaliza\phi}$$

**Ecuación 3.31. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía.**

➤ **Patrón 1:**

$$R_{P1} = 0.058/0.035 = 1.66$$

➤ **Patrón 2:**

$$R_{P2} = 0.058/0.044 = 1.32$$

## **CAPITULO 4: CONCLUSIONES**

## 4.1 CONCLUSIONES

Seguidamente se presentan las conclusiones del estudio sobre el coeficiente de disipación de energía, **R**.

- Los coeficientes de disipación de energía obtenidos en la investigación son menores que el exigido en el reglamento NSR-10, es decir que la estructura exhibió un comportamiento más elástico que el de diseño.
- A niveles de derivas global ( $\Delta_{cubierta}/H_{total}$ ) de 0.85%, el análisis de Pushover presenta un comportamiento de degradación de la resistencia progresiva, producto del efecto **P- $\Delta$**  sobre las columnas.
- Los valores de **R** obtenidos, 1.66 y 1.32, representan que diseñando estructuras empleando el coeficiente de disipación de energía exigido por NSR-10 para el sistema de pórticos para una edificación con capacidad de disipación de energía mínima, se están aplicando fuerzas sísmicas entre 1.50 y 1.89 veces menor que las realmente pueden actuar ante la acción de un sismo.
- Para **R** = 2.5 se obtienen sobrerresistencias de al menos 1.5 veces. Lo anterior se debe principalmente a que las restricciones de derivas impuestas en el código de construcción de diseño ( $\Delta_{entrepiso} < 1\% H_{piso}$ ) hace que los elementos estructurales tipo columna sean de grandes dimensiones y sus diseños a flexo-compresión respondan a requisitos mínimos. En contraste, sea demostrado que en estructuras DES la sobrerresistencia no es muy alta, pero la ductilidad sí.
- Las buenas prácticas ingenieriles empleadas por los ingenieros estructurales en el diseño de las estructuras, permiten obtener comportamientos dúctiles de los elementos estructurales. Lo anterior podrá ser garantía de buen comportamiento en el caso en el que un evento sísmico lleve a la estructura a su rango inelástico.
- Esta investigación sugiere que el coeficiente de disipación de energía, **R**, pueda estar siendo subestimado en los códigos pues en la mayoría de los casos, los requisitos mínimos de diseño a flexo-compresión de las columnas hacen que estos elementos tengan capacidades mayores que las exigidas por las fuerzas sísmicas de diseño.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Popovics S. A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete. ACI Journal, Proceedings, Vol. 67, No. 3, March 1970.
- [2] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". J. Struct. Eng., ASCE, 114(8).
- [3] Collins M. P., and Mitchel D. Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1991.
- [4] Saatcioglu M., and Razvi S. R. Strength and Ductility of Confined Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No.6, 1992.
- [5] Richart F. E., Brandtzaeg A., and Brown R. L. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. Bulletin 185, University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Ill, 1928.
- [6] Qi X., and Moehle J. P. Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes. Report No. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. EERC 91/02, January 1991.
- [7] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente 1998, NSR-98. Bogotá D.C., Colombia.
- [8] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá D.C., Colombia.
- [9] Moehle, Jack P. CE 244 Class Notes. *Reinforced Concrete Structures*. s.l. : University of California Berkeley, Fall 2005.
- [10] Filippou, Filip C. CE 220 Class Notes. Structural Analysis, Theory and Applications. S.l. : University of California Berkeley, Fall 2005.
- [11] Chopra, Anil K. Dynamics of Structures. 2nd. Upper Saddle River : Prentice Hall, 2001.
- [12] Computer & Structures, Inc. (CSI), (2008). ETABS. Berkeley, CA.
- [13] McGuire, William, Gallagher, Richard H., and Ziemian, Ronald D., (1999). Matrix Structural Analysis, 2nd edition. John Wiley & Sons, United States of America.

- [14] Nawy, Edward G., Reinforced Concrete, sixth edition. Pearson Prentice Hall, 2009.
- [15] Macgregor, James G., Wight, James, K. Reinforced Concrete Mechanics and Design, fifth edition. Pearson Prentice Hall, 2009.
- [16] Arteta, Carlos. Thesis Review Of The Behavior Of A Code Compliant Structural Design Under Realistic Case Scenarios Of Seismic Hazard Demand, 2007.
- [17] Esquivel, Hugo. Tesis Implementación del OpenSees para la Modelación No-Linear de una Estructura en Concreto Reforzado. 2009.
- [18] Rochel Awad, Roberto. Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2006.